



# 內政部建築研究所研究計畫成果報告

## 建築結構隔震設計手冊之研訂

計畫主持人：段永定

顧問：

共同主持人：高金盛、苟昌煥、曾清銓

研究人員：

研究助理：謝雅陵、郭朝和、黃裕智、盧岡良

研究單位：佳泰工程顧問股份有限公司

委託單位：內政部建築研究所

計畫編號：MOIS 901020

執行期程：九十年二月至九十年十二月

## 摘 要

本研究旨在收集彙整國內外隔震設計相關文獻資料，並進一步研訂一套完整之建築結構隔震設計手冊；供國內工程實務界參考使用。

國內在 921 集集大震後，雖然有很多建築結構設計者想將隔震系統應用於新建既有建築結構上，但因對相關設計規範及實際設計方法不夠了解；故常常望而卻步或僅能轉請國外專家處理。有鑑於此，本研究擬訂一套完整之建築結構隔震設計手冊。

在本手冊內，本研究先說明隔震結構基本設計觀念；瞭解隔震結構適用範圍、主要設計內容、規劃設計理念、基本分析理論、隔震設施種類及基本特性資料、設計規範等內容。其次利用實際 RC 及鋼構造建築結構之設計範例，讓手冊使用者瞭解隔震結構分析細節；利用隔震系統設計範例，讓手冊使用者瞭解隔震設計耐震細節。另外建立隔震系統之測試與檢驗規定、隔震系統之施工、品管及維護管理之細節。

國內建築結構設計者在參閱本研究下列研究成果後將可獲致一個完整設計理念及設計能力。

## **Abstract**

The focus of this project is to comprehensively collect all the relevant documents and materials regarding Base Isolation Design of Building Structures, domestically and internationally, together with the practical experience of the members of this research team, to establish a practical Design Manual for the Base Isolation Design of Building Structures, as a useful reference for the domestic engineering field.

After the 921 Ji-Ji earthquake, many architects and engineers intended to apply the Base Isolation techniques to the new building structures and retrofit/upgrade projects of the existing building structures. However, due to the lack of experience and lack of building codes, regulations, and design manuals, almost all those projects are end up using other strategies or turn to the foreign experts, asking for help. This is the major incentive that initiated this research project: "Design Manual for the Base Isolation Design of Building Structures".

In this Design Manual, the basic concept of Base Isolation Design was first described. Its feasibilities, its step-by-step design procedures, its theoretical background for analysis, the available base isolation systems, its engineering characteristics, and applicable building codes and regulations are all described in details in this manual. In addition, detailed design examples on structural systems

and isolation systems, test procedures, quality control procedures, construction details, and maintenances procedures are all emphasized.

We expected that this "Design Manual for the Base Isolation Design of Building Structures" to be a reference for the engineering field, provide practical design concept and design capabilities.



# 目 錄

## 第一章 概論

一、 前言.....	1
二、 隔震結構之適用範圍.....	3
三、 隔震結構之基本設計觀念與規劃.....	6
四、 隔震結構主要設計內容.....	13
五、 隔震結構基本分析理論.....	34
六、 隔震設施種類及基本特性資料.....	47
七、 隔震結構設計規範.....	51
八、 研究現況與展望.....	54

## 第二章 隔震 RC 建築結構之設計範例

一、 設計範例（一）.....	57
二、 設計範例（二）.....	75

## 第三章 隔震鋼構造建築結構之設計範例

一、 設計範例（一）.....	92
二、 設計範例（二）.....	111

## 第四章 隔震系統設計規範

一、 高阻尼橡膠支承墊設計.....	128
二、 鉛心橡膠支承墊設計.....	138
三、 摩擦型/滑動型隔震支承墊設計.....	149

## 第五章 隔震系統之測試與檢驗

一、 材料特性測試.....	150
二、 力學性能測試.....	167
三、 耐久性能測試.....	181
四、 美國 FEMA273 及 274 規範(1997 年版)之相關規定.....	196

## 第六章 隔震系統之施工、品管及維護管理

一、 隔震系統之施工原則.....	203
二、 隔震設施之施工要點.....	206
三、 隔震設施之品管要點.....	210
四、 隔震系統之維護管理.....	214

## 第七章 隔震結構設計規範之比較與建議

一、 規範比較.....	223
二、 規範建議.....	225

## 第八章 結論與建議

一、 結論.....	226
二、 建議.....	228

參考文獻.....	230
-----------	-----

## 表 目 錄

表 1-1 隔震建築物之空間構體及其動線.....	236
表 1-2 隔震結構之費用（與耐震結構比較）.....	237
表 2-1 隔震系統參數表.....	238
表 2-2 R.C.建築結構樓層載重.....	239
表 2-3 鉛心橡膠支承墊於不同 $Q_d$ 與 $K_d$ 下設計之參數及地震力 比較表.....	240
表 2-4 動力分析位移分析下限值(HDR-A).....	241
表 2-5 動力分析位移分析下限值(HDR-B).....	241
表 2-6 動力分析位移分析下限值(HDR-C).....	242
表 2-7 動力分析位移分析下限值(HDR-D).....	242
表 2-8 動力分析位移分析下限值(HDR-E).....	243
表 2-9 動力分析位移分析下限值(LRB-A).....	243
表 2-10 動力分析位移分析下限值(LRB-B).....	244
表 2-11 動力分析位移分析下限值(LRB-C).....	244
表 2-12 動力分析位移分析下限值(LRB-D).....	245
表 2-13 動力分析位移分析下限值(LRB-E).....	245
表 2-14 動力分析橫力下限值(HDR-A).....	246
表 2-15 動力分析橫力下限值(HDR-B).....	246

表 2-16 動力分析橫力下限值(HDR-C).....	247
表 2-17 動力分析橫力下限值(HDR-D).....	247
表 2-18 動力分析橫力下限值(HDR-E).....	248
表 2-19 動力分析橫力下限值(LRB-A).....	248
表 2-20 動力分析橫力下限值(LRB-B).....	249
表 2-21 動力分析橫力下限值(LRB-C).....	249
表 2-22 動力分析橫力下限值(LRB-D).....	250
表 2-23 動力分析橫力下限值(LRB-E).....	250
表 2-24 最小設計總橫力(基底剪力=770.04T)作用下動態反應 (HDR-A).....	251
表 2-25 最小設計總橫力 (基底剪力=794.28T)作用下動態反應 (HDR-B).....	251
表 2-26 最小設計總橫力 (基底剪力=685.30T)作用下動態反應 (HDR-C).....	252
表 2-27 最小設計總橫力 (基底剪力=900.46T)作用下動態反應 (HDR-D).....	252
表 2-28 最小設計總橫力 (基底剪力=743.46T)作用下動態反應 (HDR-E).....	253
表 2-29 最小設計總橫力 (基底剪力=602.696T)作用下動態反應 (LRB-A).....	253
表 2-30 最小設計總橫力 (基底剪力=605.40T)作用下動態反應	

(LRB-B).....	254
表 2-31 最小設計總橫力 (基底剪力=708.67T)作用下動態反應	
(LRB-C).....	254
表 2-32 最小設計總橫力 (基底剪力=650.98T)作用下動態反應	
(LRB-D).....	255
表 2-33 最小設計總橫力 (基底剪力=661.78T)作用下動態反應	
(LRB-E).....	255
表 2-34 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較.....	256
表 2-35 線性分析橫力下限.....	257
表 2-36 設計地震力( $PGA=0.33 \times 1.5=0.495g$ )作用下地震反應.....	258
表 2-37 二層 R.C.建築結構樓層載重.....	259
表 2-38 隔震系統參數表.....	259
表 2-39 鉛心橡膠支承墊於不同 $Q_d$ 與 $K_d$ 下設計之參數及地震力 比較表.....	260
表 2-40 動力分析位移分析下限值(HDR-A).....	261
表 2-41 動力分析位移分析下限值(HDR-B).....	261
表 2-42 動力分析位移分析下限值(HDR-C).....	262
表 2-43 動力分析位移分析下限值(HDR-D).....	262
表 2-44 動力分析位移分析下限值(HDR-E).....	263
表 2-45 動力分析位移分析下限值(LRB-A).....	263

表 2-46 動力分析位移分析下限值(LRB-B).....	264
表 2-47 動力分析位移分析下限值(LRB-C).....	264
表 2-48 動力分析位移分析下限值(LRB-D).....	265
表 2-49 動力分析位移分析下限值(LRB-E).....	265
表 2-50 動力分析橫力下限值(HDR-A).....	266
表 2-51 動力分析橫力下限值(HDR-B).....	266
表 2-52 動力分析橫力下限值(HDR-C).....	267
表 2-53 動力分析橫力下限值(HDR-D).....	267
表 2-54 動力分析橫力下限值(HDR-E).....	268
表 2-55 動力分析橫力下限值(LRB-A).....	268
表 2-56 動力分析橫力下限值(LRB-B).....	269
表 2-57 動力分析橫力下限值(LRB-C).....	269
表 2-58 動力分析橫力下限值(LRB-D).....	270
表 2-59 動力分析橫力下限值(LRB-E).....	270
表 2-60 最小設計總橫力(基底剪力=866.427T)作用下動態反應 (HDR-A).....	271
表 2-61 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下動態反應 (HDR-B).....	271
表 2-62 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下動態反應 (HDR-C).....	272

表 2-63 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下動態反應	
(HDR-D).....	272
表 2-64 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下動態反應	
(HDR-E).....	273
表 2-65 最小設計總橫力 (基底剪力=683.342T)作用下動態反應	
(LRB-A).....	273
表 2-66 最小設計總橫力 (基底剪力=676.037T)作用下動態反應	
(LRB-B).....	274
表 2-67 最小設計總橫力 (基底剪力=683.094T)作用下動態反應	
(LRB-C).....	274
表 2-68 最小設計總橫力 (基底剪力=683.094T)作用下動態反應	
(LRB-D).....	275
表 2-69 最小設計總橫力 (基底剪力=683.094T)作用下動態反應	
(LRB-E).....	275
表 2-70 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較.....	276
表 2-71 線性歷時分析橫力下限值.....	277
表 2-72 設計地震力( $PGA=0.33 \times 1.5=0.495g$ )作用下地震反應.....	277
表 3-1 鋼構造建築結構樓層載重.....	278
表 3-2 鉛心橡膠支承墊於不同 $Q_d$ 與 $K_d$ 下設計之參數及地震力	
比較表.....	279
表 3-3 動力分析位移分析下限值(HDR-A).....	280

表 3-4 動力分析位移分析下限值(HDR-B).....	280
表 3-5 動力分析位移分析下限值(HDR-C).....	281
表 3-6 動力分析位移分析下限值(HDR-D).....	281
表 3-7 動力分析位移分析下限值(HDR-E).....	282
表 3-8 動力分析位移分析下限值(LRB-A).....	282
表 3-9 動力分析位移分析下限值(LRB-B).....	283
表 3-10 動力分析位移分析下限值(LRB-C).....	283
表 3-11 動力分析位移分析下限值(LRB-D).....	284
表 3-12 動力分析位移分析下限值(LRB-E).....	284
表 3-13 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-A).....	285
表 3-14 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-B).....	285
表 3-15 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-C).....	285
表 3-16 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-D).....	286
表 3-17 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-E).....	286
表 3-18 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-A).....	286
表 3-19 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-B).....	287
表 3-20 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-C).....	287
表 3-21 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-D).....	287
表 3-22 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-E).....	288
表 3-23 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-A).....	288



表 3-24 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-B).....	288
表 3-25 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-C).....	289
表 3-26 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-D).....	289
表 3-27 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-E).....	290
表 3-28 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-A).....	290
表 3-29 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-B).....	291
表 3-30 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-C).....	291
表 3-31 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-D).....	292
表 3-32 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-E).....	292
表 3-33 層間相對未移角(HDR-A).....	293
表 3-34 層間相對未移角(HDR-B).....	293
表 3-35 層間相對未移角(HDR-C).....	294
表 3-36 層間相對未移角(HDR-D).....	294
表 3-37 層間相對未移角(HDR-E).....	295
表 3-38 層間相對未移角(LRB-A).....	295
表 3-39 層間相對未移角(LRB-B).....	296
表 3-40 層間相對未移角(LRB-C).....	296
表 3-41 層間相對未移角(LRB-D).....	297
表 3-42 層間相對未移角(LRB-E).....	297
表 3-43 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較.....	298

表 3-44 線性分析橫力下限.....	298
表 3-45 設計地震力( $PGA=0.33*1.5=0.495g$ )作用下地震反應.....	299
表 3-46 二層鋼構造建築結構樓層載重.....	300
表 3-47 隔震系統參數表.....	300
表 3-48 鉛心橡膠支承墊於不同 $Q_d$ 與 $K_d$ 下設計之參數及地震力 比較表.....	301
表 3-49 動力分析位移分析下限值(HDR-A).....	302
表 3-50 動力分析位移分析下限值(HDR-B).....	302
表 3-51 動力分析位移分析下限值(HDR-C).....	303
表 3-52 動力分析位移分析下限值(HDR-D).....	303
表 3-53 動力分析位移分析下限值(HDR-E).....	304
表 3-54 動力分析位移分析下限值(LRB-A).....	304
表 3-55 動力分析位移分析下限值(LRB-B).....	305
表 3-56 動力分析位移分析下限值(LRB-C).....	305
表 3-57 動力分析位移分析下限值(LRB-D).....	306
表 3-58 動力分析位移分析下限值(LRB-E).....	306
表 3-59 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-A).....	307
表 3-60 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-B).....	307
表 3-61 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-C).....	307
表 3-62 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-D).....	308

表 3-63 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-E).....	308
表 3-64 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-A).....	308
表 3-65 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-B).....	309
表 3-66 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-C).....	309
表 3-67 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-D).....	309
表 3-68 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-E).....	310
表 3-69 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-A).....	310
表 3-70 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-B).....	310
表 3-71 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-C).....	311
表 3-72 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-D).....	311
表 3-73 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-E).....	312
表 3-74 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-A).....	312
表 3-75 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-B).....	313
表 3-76 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-C).....	313
表 3-77 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-D).....	314
表 3-78 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-E).....	314
表 3-79 層間相對未移角(HDR-A).....	315
表 3-80 層間相對未移角(HDR-B).....	315
表 3-81 層間相對未移角(HDR-C).....	316
表 3-82 層間相對未移角(HDR-D).....	316

表 3-83 層間相對未移角(HDR-E).....	317
表 3-84 層間相對未移角(LRB-A).....	317
表 3-85 層間相對未移角(LRB-B).....	318
表 3-86 層間相對未移角(LRB-C).....	318
表 3-87 層間相對未移角(LRB-D).....	319
表 3-88 層間相對未移角(LRB-E).....	319
表 3-89 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較.....	320
表 3-90 線性歷時分析橫力下限值.....	320
表 3-91 設計地震力( $PGA=0.33*1.5=0.495g$ )作用下地震反應.....	322
表 4-1 橡膠硬度與彈性常數的關係 (Lindley 理論) .....	323
表 5-1 試驗溫度.....	324
表 5-2 加震頻率.....	324
表 5-3 抗剪應變量.....	324
表附 5-1 水平復元力特性之各種依存性試驗例.....	324
表 6-1 檢查內容.....	325
表 6-2 竣工時之檢查項目、調查方法、管理值及相應措施.....	326
表 6-3 一般檢查之項目、方法、管理值及報告.....	328
表 6-4 定期及臨時檢查之項目、調查方法、管理值及改善措施.....	329
表 7-1 國內規範草案與 UBC97 規範條文不同點之比較表.....	331

## 圖目錄

圖 1-1 基地條件.....	335
圖 1-2 地質條件.....	335
圖 1-3 平面佈置（概念性示意圖）.....	335
圖 1-4 隔震設施可設置位置.....	336
圖 1-5 隔震層周圍之淨空.....	336
圖 1-6 隔震建築物之高寬比.....	336
圖 1-7 隔震建築物之設計流程.....	337
圖 1-8 隔震對應外牆使用例.....	338
圖 1-9 雙質點結構模式.....	338
圖 1-10 模擬鉛心橡膠支承之力學行為.....	338
圖 1-11 摩擦單擺支承墊標準遲滯迴圈圖.....	339
圖 1-12 鉛心橡膠支承墊剖面圖.....	339
圖 1-13 垂直載重—位移曲線.....	339
圖 1-14 鉛心橡膠支承墊水平載重—位移關係.....	340
圖 1-15 恢復力特性比較.....	340
圖 1-16 高阻尼橡膠支承墊剖面圖.....	340
圖 1-17 高阻尼橡膠支承墊水平載重—位移關係.....	341
圖 1-18 摩擦單擺支承墊剖面圖.....	341

圖 1-19 摩擦單擺支承墊垂直載重—位移關係.....	341
圖 1-20 摩擦單擺支承墊水平載重—位移關係.....	342
圖 2-1 規則 RC 結構—筏基層結構平面圖.....	343
圖 2-2 規則 RC 結構—基礎水箱頂版結構平面圖.....	344
圖 2-3 規則 RC 結構—一層結構平面圖.....	345
圖 2-4 規則 RC 結構—標準層結構平面圖.....	346
圖 2-5 規則 RC 結構—屋頂層結構平面圖.....	347
圖 2-6 規則 RC 結構—傳統結構構架平面圖.....	348
圖 2-7 規則 RC 結構—隔震系統構架立面圖.....	349
圖 2-8 規則 RC 結構—隔震裝置詳圖.....	350
圖 3-1 規則鋼結構—二至六層結構平面圖.....	351
圖 3-2 規則鋼結構—一層結構平面圖.....	352
圖 3-3 規則鋼結構—地下一層結構平面圖.....	353
圖 3-4 規則鋼結構—筏基層結構平面圖.....	354
圖 3-5 規則鋼結構立面圖 a.....	355
圖 3-6 規則鋼結構立面圖 b.....	356
圖 4-1 橡膠支承墊設計流程.....	357
圖 5-1 壓縮抗剪試驗裝置例.....	358
圖 5-2 垂直剛性之量測方法.....	358
圖 5-3 垂直載重—垂直變位關係圖.....	358

圖 5-4 壓縮剪斷試驗概要.....	359
圖 5-5 天然橡膠積層橡膠之水平載重--水平變位關係圖.....	359
圖 5-6 鉛心積層橡膠之水平載重--水平變位關係圖.....	359
圖 5-7 高阻尼積層橡膠之水平載重--水平變位關係圖.....	360
圖 5-8 水平復元力特性之抗剪應變依存性試驗(加力形式例).....	360
圖 5-9 水平方向極限特性.....	360
圖 5-10 垂直方向極限特性.....	361
圖 5-11 單塊重疊抗剪型.....	361
圖 5-12 兩塊重疊抗剪型.....	361
圖 5-13 四塊重疊抗剪型.....	361
圖 5-14 載重—變位關係.....	362
圖 5-15 潛變試驗設施例.....	362
圖 5-16 潛變曲線.....	362
圖附 5-1 切斷時伸長量例.....	363
圖附 5-2 老化時間與絕對溫度關係圖.....	363
圖附 5-3 彈性滑動支承於水平方向之載重—變位特性.....	363
圖 6-1 隔震設施先裝方式之施工流程.....	364
圖 6-2 隔震支承墊施工步驟.....	364
圖 6-3 自立式吊車設置方法.....	364
圖 6-4 外部鷹架設置方法.....	365

圖 6-5 隔震設施後裝方式之施工流程.....	365
圖 6-6 隔震設施之臨時應變設計與施工計劃例.....	365
圖 6-7 隔震工程主要流程.....	366
圖 6-8 橡膠支承墊裝設流程.....	367
圖 6-9 隔震設施之品管要點流程圖.....	368
圖 6-10 品管作業流程.....	369
圖 6-11 維護管理體制.....	370
圖 6-12 以捲尺量測積層橡膠之損傷.....	370
圖 6-13 以深度量測器量測橡膠支承墊之損傷.....	371
圖 6-14 螺栓、螺帽鬆弛量測.....	371
圖 6-15 橡膠支承墊水平變位量測.....	372
圖 6-16 鋼材之腐蝕.....	372
圖 6-17 積層橡膠垂直變位量測.....	373
圖 6-18 各種橡膠支承墊之等價水平彈性係數及阻尼係數.....	373
圖 6-19 垂直彈性係數與設計關係.....	374
圖 6-20 隔震層外牆及伸縮縫之淨空量測.....	374
圖 6-21 建物位置量測.....	375



# 第一章 概論

## 第一節 前言

傳統房屋建築結構之耐震設計理念為「小震不壞，中震可修，大震不倒」，在設計上，主要利用梁、柱、版、牆等主結構體之強度、勁度與韌性變形能力來抵抗地震力及消散地震能量，因此設計的重點在於如何確保主結構體具有足夠的強度、勁度與韌性容量。如果房屋建築結構的主結構體確能具有適度的韌性容量，則在大地震作用時，雖然實際地震力超過設計地震力，但此房屋建築結構仍能以塑性變形來吸收多餘的地震能量，因此，確實依耐震規範設計及施工之房屋建築結構，在遭遇大地震侵襲時，僅會發生變形裂損，但不致於發生倒塌。近數十年來，大多數房屋建築結構均依此理念設計。另外，一般房屋建築結構之設計地震力可依整體結構之韌性容量來適度酌減，基此原因，高樓結構才不致因考慮大地震而變成無法設計。不過，近年來，美國在歷經北嶺大地震，以及日本在歷經神戶大地震之後，發覺部份建築物於大地震中雖未倒塌，但因裂損嚴重而不易修復，甚至因修復費用過高而形同倒塌，因此，美國及日本在歷經這兩次大地震之後，紛紛在耐震設計理念上做了大幅度的修正，除將隔震設計理念納入設計規範外，並將隔震系統大量應用於實際建築結構及橋梁結構中。

所謂隔震設計理念主要利用隔震措施來延長結構的水平震動週期，降低結構承受之水平地震力。不過，震動週期的延長，除可降低地震力外，亦將使結構震動位移加大。有時在震動位移增加過多的情況下，甚至需要另外加設配套的減震措施，將此震動位移量減至容許範圍。

事實上，從 1881 年起，即有多位學者專家提出不同的隔震設計方案，但因隔震效果不佳，故一直未被採用，直至近十年來，由於隔震設施材料品質的大幅改善，隔震設計理念才廣被引用，迄今，歐美及日本已有千餘棟房屋採用隔震設計，反觀國內則尚在起步階段，為了儘速提昇國人之隔震設計能力，本研究擬研訂一套完整之建築結構隔震設計手冊。

## 第二節 隔震結構之適用範圍

在決定是否要採用隔離基礎前，工程師與建築師應先考慮其適用性；如果有以下情況存在，一般而言，適用隔震結構：

- 1、工址的地質，不會如 Mexico City 一樣—震譜的振幅主要發生在長週期範圍內。
- 2、結構物至少有兩層樓以上(或結構非常重)。
- 3、工址在地面位置可以容許相當大的水平位移，至少 15cm 以上。
- 4、結構物尺寸比例—屬非細長型。
- 5、最大風力或其他非地震側向力不超過結構自重的 10%。

每一專案必須在初設階段就要評估隔震結構的適用性，評估的第一步就是檢驗結構物本身，隔震裝置的目的在於增加結構在地震下反應的震動週期，以減低地震力，因此對於一般結構物其基本震動週期在 1 秒以下，隔震結構特別適用，結構週期一般而言，隨結構的高度增加而增加，高層建築超過某一高度，其基本週期過長時，隔震結構並不適用。

因此，隔震結構最適用於低層與中層建築(Low-rise & Medium-rise)，對高層建築並無顯著意義及效果。至於如何決定其分界線則取決於結構系統。剪力牆系統與斜撐系統，在同樣高度下，比其他系統勁度高，因此基本週期較短，在這兩種系統的結構到 12~15 層，適用隔震

結構；但抗彎矩構架(Moment Frame)如超過 8 至 10 層即不適用隔震結構，當然這只是一種粗略判斷，例外的情況是常見的。

絕大多數的隔震系統承受張力作用的能力較差，因此在裝置過程中要避免張力情況的發生。少量的上揚力對隔震系統影響不大，但應該以設計連接接頭來承受上揚力。隔震系統必須有能力抵抗除地震力外之一切最大側向力而不致降伏，例如風力作用下，隔震結構不能因大位移或震動所造成不舒適，因此如果風力或其他非地震側向力大於結構物總重的 10% 即不適用隔震系統。

工址的土壤及地質情況，一般而言，土壤越硬，越適宜隔震結構。地震波傳至工址的結構底部時，會因工址的土壤性質而有所改變。如果工址附近的土壤較軟，高頻部分將會被過濾掉，這類土壤將會造成長週期震動，一個最近的例子就是 1985 年的 Mexico City 大地震。這種河床沖積土層對隔震結構的延長週期只會將地震力放大而非減弱，因此對類似 Mexico City 的土層，隔震系統不適宜。

另一種地質情況是工址與主要斷層的距離，如果工址位於主要斷層 10km 以內，一般建議設計位移應乘以 1.5 倍，以考慮都卜勒效應造成的近斷層脈衝效果。

工址附近的實際情況也應評估，鄰房距離必須要有 8cm 至 30cm，否則即不宜考慮隔震結構。

設計前應注意的重要事項：

靜力分析一定需要，以得到設計位移和側向力的基本（最小）參考值，下列情況下需要另外執行工址的地震反應譜分析：

- 隔震結構將建於軟土層上，（規範草案第三類地盤，或 UBC97 土層分類  $S_3$  或  $S_4$ ）。
- 隔震結構位於活動斷層 10 公里範圍內。
- 隔震結構週期大於 3 秒。

下列情況下需用反應譜分析：

- 需工址模擬地震反應譜分析時。
- 上層結構有垂直或水平不規則情況時。
- 建築結構超過 4 層樓或 20 公尺高時。

### 第三節 隔震結構之基本設計觀念與規劃

隔震結構的基本設計觀念，就是設置一個機制，將結構物與地震造成的震動隔離，使傳遞至上層結構的地震能量降低；為了達成此一目的，必須降低結構物的剛性，增加結構物的韌性 (Flexibility)，並同時提供適當的阻尼。

實際設計步驟將於第四節中詳細介紹。

在設計隔震結構之前宜先瞭解下列基本觀念及應注意事項：

#### (一) 基本觀念

##### 1、基地條件 (如圖 1-1)

由於地震時，隔震建築物與下部地盤將有相當大之相對位移，因此該建築物與地界線或相鄰建築物間需預先隔離，其距離依建築物形狀或隔震設施之設置位置而定。當隔震設施設置於地基面以上時，一般需留有 40 至 50 公分之距離；當隔震設施設置於地基面之下時，則需考量建築物地下層擋土設施之施工條件，有些可能需留有 2 至 3 公尺之距離。

##### 2、地質條件 (如圖 1-2)

隔震建築物一般不適用於軟弱地質。地質越軟弱，隔震效果越差，唯軟弱地質之厚度如在 40 公尺以下時，隔震效果尚可期待。

軟弱地層厚度如大於 40 公尺以上時，地盤之卓越周期將延長，隔震效果較難期待，必須慎加檢討。地質如有液化潛能時，需補強基礎構造或改良地質，其隔震效果需更加慎重評估。

### 3、立面計劃

建築物加設隔震設施後，設計地震力將可適度減少，因此其梁、柱、牆等耐震構材之數量及尺寸，以及剪力牆、加勁斜撐等補強構材之需求量將可適度減少，如此將使室內可使用空間加大，間接地增加了居住之便利性及舒適性，亦提高設計者之發揮空間（如圖 1-3）。

一般隔震設施可如圖 1-4 所示，設置於基礎層或中間層，兩者之空間構體及動線如表 1-1 所示。

當採用基礎隔震時，整棟建築物將與下部基礎隔離，此時，僅需將基礎分為二部，以設置隔震設施，如此對建築物之使用機能影響較小。不過，若需於建築物周邊設置擋土牆時，則地下層數越多，隔震設施之設置位置將越深，工程規模也就越大（見表 1-1 及圖 1-5）。

當採用中間層隔震時，隔震設施可設置於地下或地上中間層之柱上，如此，設置於建築物周圍之淨空可以較小（如地表中間層隔震或地下中間層隔震），甚至可以不設置（如地上層隔震），對工

程經費上較為有利。不過，隔震層以下的結構，因無隔震，將於地震時強力搖動；但上部結構則因隔震效果而可承受較小之地震力。

一般車站建築物，由於車輛需於低層部分通行，故多採地表中間層隔震。另外，對一般房屋結構而言，由於低層部份具有設備因而需較寬廣平面，上層部份多為住宅（可設置剛度大之剪力牆）因此可採中間層隔震（可降低工程經費）。於採中間層隔震時，對貫穿於上下結構間之樓梯、升降機、爬梯、內外牆及配管等設施，需預留變形空間，以避免地震時因上下部結構間過大之相對變位而破壞。

#### 4、結構計劃

地震時，一般隔震建築物於支點（隔震支承）上不得產生上拔力，因此，建築物之高寬比受到限制，宜在 3 至 4 之間（如圖 1-6）。雖然對於較特殊之隔震建築物，可容許建築物在支點上產生上拔力，但是由於這些承受上拔力之隔震設施目前尚在開發中，因此對容許之上拔力亦需有相當限制。由於隔震設施對於基本震動周期較長之建築物較不適用，因此若欲於高層建築物等長周期建築結構加設隔震設施時，則需慎重檢討其隔震效果（隔震建築物之設計流程如圖 1-7 所示）。



## 5、設備計劃

對貫穿隔震層之配管及管道室，可採柔性接頭（Flexible Joint）使其具有 $\pm 40 \sim \pm 50$ 公分程度之變形能力，但對於大地震時可容許破壞者，則可採用簡易接頭。

## 6、內外牆

對於採中間層隔震之建築物，於大地震時，因隔震層上下將產生相當大之相對變位，因此隔震層之牆壁需設置適當水平施工縫，以便適應此相對變位。又外牆除需具有防止風雨侵入之功能外，也須具有防止延燒用防火功能，如圖 1-8 所示之隔震對應外牆使用例，可供參考。

## 7、防火被覆

對基礎隔震，如無可燃物，則隔震設施之防火被覆可不需考量。但對中間層隔震，有受火災之危險性時，則需設置耐火被覆。

## 8、隔震設施之維護管理

隔震設施之耐用年數一般設為 60 年以上，為確保其預設之隔震功能，需實施適當維護管理。

## 9、經費比較

隔震設施之經費與一般耐震結構比較，大致如表 1-2 所示。對基

礎隔震，因需用雙重基礎，此形如增加一層結構，故愈低層建築物，經費增加率愈大。由於上部結構之設計地震力減少，故可減少部份工程費。以 5 層~10 層建築為例，初期經費約增加 5~10% 左右。唯經費應與性能作對比評價較為合理。一般隔震建築物所欲提高之性能均為業主所要求或經業主同意後才確定，因此需考量受大地震侵襲時之修復費用，以生命循環週期費用（Life cycle cost）來評估才較為合理，此項評估可依機率理論算出。故若於建築物規劃上，將隔震層有效利用，則整體經費未必較貴。隔震建築物與一般耐震建物比較，通常初期費用將稍微增加或幾乎相差幾，也有反可節省之情況，於考慮建築物因遭遇大地震而產生之損傷時，因隔震結構之損傷幾乎全免或輕微，建築物機能也能維持，直接損傷修復費用幾可免除，對經濟活動之二次受害亦可降至最低，因此，如用此地震危害度觀點評估整體經費，則隔震建築物反可便宜。

#### 10、建築物認可手續

隔震建築物與一般耐震建築物不同，屬於特殊結構物，此可依特殊結構審查程序交由特殊結構審查單位辦理後再由主管政府依法定程序發建築執照，唯建議建築規劃宜一併交付審查。

審查資料之製作與特殊審查費用勢必增加，審查時間也可能延

長，此宜注意。

## (二) 應注意事項

### 1、立面計劃

當採用基礎隔震時，設計上應注意下列事項：

- (1) 於建築物外圍，需有大於建築物基礎之隔震層，且需確認基地是否足夠。
- (2) 需確保上部建築物在受地震動時有足夠之水平位移淨空。
- (3) 需考量隔震設施之抽檢或抽換是否容易。
- (4) 配管設施需考慮隔震層之變位影響，且須確保有設置及抽驗該設備之空間（動線 1）。
- (5) 隔震建築物與其他建築物間之聯絡通路，應考量地震時兩建築物間之相對變位（動線 3）。

當採用中間層隔震時，設計上應注意下列事項：

- (1) 建築物外牆為滿足隔震層上下結構間之相對變位需求，需設置橫向伸縮縫，且應確保其止水性能、遮音性能及防火性能，另外防火區之劃分亦需妥適考量。
- (2) 需考量隔震設施與其耐火被覆之抽檢或抽換是否容易。

### 2、設備計劃

至於配線、管道室、給排水管道等設備所應注意之事項分別說明如下：

- (1) 配線：電器、電話用電纜需具有伸長性以吸收變形。但對規模較大之建築物，因需電量大而採直徑較大之纜線時，則需提供相當空間供其變形。
- (2) 管道室：樓梯、電梯、爬梯及其他與設備有關之管道室，則需自隔震層上側吊下或自隔震層下側自立，以便能吸收可能產生於隔震層之大變位。為避免與周圍產生碰撞，需具有40~50公分程度之淨空。
- (3) 給、排水管接頭：一般隔震建築物由於設置隔震設施之隔震層，將產生最大20~30公分程度之相對變位，因此依配管之重要度，需使其具有對應此相對變位之變形能力。

## 第四節 隔震結構主要設計內容

### (一) 適用規定

設計隔震建築物的第一步，應先考慮使用靜力分析方法；依「建築物隔震系統設計規範」草案條文及解說(11/2000)(以下簡稱“規範草案”)，如隔震建築物符合下列規定，可僅採靜力法進行結構分析，並計算地震力。

- 1、隔震系統及其上方之結構屬於規則性配置者。
- 2、結構隔震後之有效週期  $T_e$  小於或等於 2.5 秒者。
- 3、結構座落於第一及第二類地盤且距活動斷層有適當距離者。
- 4、隔震系統具下列屬性者：
  - (1) 隔震系統能產生回復力(如規範草案 4.2.4 節所定者)。
  - (2) 隔震系統具有明顯不受加載率影響之力與位移特性者。

### (二) 靜力法設計步驟：

- 1、決定震區水平加速度係數  $Z$ ：依照工址所在位置及震區分布圖，決定  $Z$ 。(如規範草案 2.4 節所定者)
- 2、決定工址的地盤分類：依照工址所在位置及地質調查或相關文

件，依工址地層週期  $T_G$  決定之（如規範草案 2.6 節所定者）。

- 3、決定用途係數  $I$ ：依建築物用途分類，決定建築物用途係數（如規範草案 2.5 節所定者）。
- 4、假設一最小側向位移（設計位移）： $D$ 。
- 5、選擇隔震器種類、尺寸、及數量，並根據假設計位位移  $D$ ，計算其有效勁度（Effective Stiffness） $K_{eff}$ 。
- 6、計算隔震系統之有效振動週期  $T_e$ ：應基於隔震系統之變位特性，依規範草案 2.9 式而定

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff}g}}$$

- 7、決定工址正規化水平加速度反應譜係數  $C$ ：由第 2 項之工址的地盤分類，及第 6 項之有效振動週期  $T_e$ ，可以決定工址正規化水平及垂直加速度反應譜係數  $C$ （如規範草案表 2.1 (a)，(b) 所定者）。
- 8、計算隔震系統之等效阻尼比  $\xi_e$ ：依規範草案 2.9 式而定。

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_r}{K_{eff}D^2} \right]$$

- 9、決定隔震系統阻尼比修正係數  $C_D$ ：應依規範草案 2.8 式所定，當週期  $T_e$  小於 0.03 秒時， $C_D$  取 1.0。對第一類與第二類地盤而

言，週期由 0.03 秒至 0.15 秒者；第三類地盤及台北盆地地區而言，週期由 0.03 秒至 0.2 秒者； $C_D$  值應予線性內插。

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5$$

10、估算隔震系統的最小測向位移，即最小設計位移  $D$ ：由第 1 項、第 3 項、第 6 項、及第 9 項的資料，應依規範草案 2.1 式可得

$$D = 0.25ZIC_D T_e^2$$

11、比較第 4 項及第 10 項的最小設計位移  $D$  值，如結果不同，即取第 10 項的設計位移  $D$  值，重覆第 5 項至第 10 項步驟，進行迭代計算 (Iteration)，直到設計位移  $D$  值收斂為止。

12、計算設計總位移  $D_T$ ：不得小於規範草案 2.2 式所設定之值：

$$D_T = D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

其中：

$D$ ：隔震系統之設計位移 (m)，見 (2.1) 式。

$y$ ：沿垂直於地震加載力方向所測得之隔震元件與隔震系統剛心間之距離 (m)。

$e$ ：實際偏心與意外偏心之總和；實際偏心為隔震系統之質心與剛心間之平面距離 (m)。意外偏心取建築物最

大平面尺寸之 5%。

d：結構最長之平面尺寸 (m)。

b：沿垂直 d 之方向所測得之結構最短平面尺寸 (m)。

若隔震系統經由適當配置可以抵抗扭轉，再經由詳細分析所得之設計總位移  $D_T$  小於 (2.2) 式計算所得之值，則可採用較小之值，但不得小於設計位移  $D$  之 1.1 倍。

13、計算設計總位移  $D_{TM}$ ：依規範草案 2.3 式而定。

$$D_{TM} = 1.5D_T$$

14、計算最小設計水平總橫力。先計算位於隔震系統下方之結構，其最小設計水平總橫力  $V_b$ ，依規範草案 2.10 式計算：

$$V_b = \frac{K_{eff} D}{0.8\alpha_y}$$

其中：

$K_{eff}$ ：沿考慮之水平方向，隔震系統在設計位移下之有效勁度 (tf/m)

$D$ ：隔震系統之設計位移 (m)，見規範草案 2.1 式。

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大倍數，依規範草案 2.9 節規定。

15、計算位於隔震系統上方結構之最小設計水平總橫力  $V_s$ ：依規範



草案 2.11 式計算：

$$V_s = \frac{K_{eff} D}{\alpha_y}$$

其中：

$K_{eff}$ ：沿考慮之水平方向，隔震系統在設計位移下之有效勁度 (tf/m)

$D$ ：隔震系統之設計位移 (m)，見規範草案 2.1 式。

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大倍數，依規範草案 2.9 節規定。

16、檢核位於隔震系統上方之結構之最小設計水平總橫力，不可小於下列諸值：

(1) 由設計風載重計算所得之基層剪力。

(2) 使隔震系統發揮功能所需之側向地震力的 1.5 倍除以起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y$  值依 2.9 節規定。該側向地震力包括軟化性隔震系統之降伏強度、犧牲性風束制隔震系統之極限強度或滑動性隔震系統之靜摩擦程度等。

17、依規範草案 2.10 節，將位於隔震系統上方之結構其所受之最小總橫力  $V_s$  依規範草案 2.10 式，豎向分配於隔離交界面以上之各層：

$$F_x = V \frac{w_x u_x}{\sum_{i=0}^n w_i u_i}$$

作用在第  $x$  層之橫力  $F_x$  依該層質量分佈，分配於該層平面。  
每一結構性元件之應力應視為將力  $F_x$  施加於基層上方之適當樓層時所得之效應來做計算。

$w_x$ ：建築物第  $x$  層之重量。

$w_i$ ：建築物第  $i$  層之重量（當  $i=0$  時， $w_0$  為隔震系統上面建築物底版之重量）。

$u_x$ ：以  $f_x$  作用於隔震建築物各樓層之水平方向後，第  $x$  層所產生之位移， $f_x$  依 (2.13) 式計算：

$$f_x = K_{eff} D \frac{w_x}{\sum_{i=0}^n w_i}$$

18、依規範草案 2.12, 2.13, 2.14, 2.15, 及 2.16 節，檢核意外扭矩，傾倒力矩，容許層間相對側向位移角，建築物之間隔，極限層剪力強度，及垂直地震效應。

19、依照設計要求的位移、勁度、垂直力、側向力及阻尼，初步設計隔震器（單位隔震系統）及其分布（Distribution），以符合垂直力、側向力及位移的要求，設定每一單位系統之力一位移遲滯迴圈圖，此圖應基於測試結構及廠商提供之數據。此一性質

將於細部設計階段（Final Design Stage）中確認並修正，因為隔震器成品的測試結果已經完成，所有數據可有正確的依據。

- 20、如測試結果與設定值差異很大，則應以測試結果數據為準，重新設計，並符合設計要求。

### （三）動力分析法

反應譜分析：反應譜分析可用於設計隔震系統未能符合第（一）節之規定者。

非線性歷時分析：非線性歷時分析法可用於設計所有隔震結構。

- 1、進行動力分析之隔震建築物，其設計地表水平加速度係數  $Z_d$  依下式計算：

$$Z_d = ZI \quad (2.1)$$

其中  $Z$  值及  $I$  值同上節規定。

- 2、反應譜分析採用之加速度反應譜為  $ZICC_D$ ；非線性歷時分析採用之加速度反應譜為  $ZIC$ 。所輸入之地震波加速度歷時依規範草案 3.8 節規定。

任一方向動力分析的設計總橫力，為動力分析所得總橫力依下列規定調整而得：

### 3、反應譜分析

- (1) 位於隔震系統（含）及其以下之結構元件，反應譜分析所得之總橫力除以  $0.8\alpha_y$  後不可小於(2.10)式所定  $V_b$  值之 90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為規則型，反應譜分析所得之總橫力除以  $\alpha_y$  後不可小於(2.11)式之 80%，且不可小於 2.8.3 節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為不規則型，反應譜分析所得之總橫力除以  $\alpha_y$  後不可小於(2.11)式，且不可小於 2.8.3 節所定之限度。

### 4、非線性歷時分析

- (1) 位於隔震系統（含）及其下方之結構元件，非線性歷時分析所得之總橫力除以  $0.8\alpha_y$  後不得小於(2.10)式所定  $V_b$  值之 90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為規則性，非線性歷時分析所得之總橫力除以  $\alpha_y$  後不可小於(2.11)式之 60%。且不可小於 2.8.3 節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，若其配置為不規則型，非線性歷時分析所得之總橫力除  $\alpha_y$  以後不可小於(2.11)式之 80%。且不可小於 2.8.3 節所定之限度。

5、設計位移之調整：不論使用反應譜分析法或非線性歷時分析法，

任一方向動力分析所得隔震系統之位移應依下列規定調整：

(1) 隔震系統之設計總位移不可小於(2.2)式所定  $D_T$  值之 90%。

(2) 隔震系統之最大總位移不可小於(2.3)式所定  $D_{TM}$  值之 80%

上述之上限，其估算應使用依 2.3 節而定之  $D_T$  及  $D_{TM}$  值，其中可用

$D'$  代替  $D$  值，而  $D'$  由下式所定：

$$D' = \frac{D}{\sqrt{1 + (T / T_e)^2}} \quad (1.2)$$

其中：

$T_e$  為沿考慮方向上隔震結構之有效振動週期，如(2.7)式所描述，單位為秒。 $T$  為考慮固定基礎時上方結構之基本振動週期，可依建築物耐震設計規範。

(1) 剛構架構造物，無剪力牆或斜撐者：

A、鋼構造建築物

$$T = 0.085h_n^{3/4} \quad (1.3)$$

$h_n$  為隔震交界面至屋頂面高度，單位為公尺。

B、鋼筋混凝土建築物、鋼骨鋼筋混凝土及鋼造偏心斜撐建築物。

$$T = 0.070h_n^{3/4} \quad (1.4)$$

(2) 其他建築物：

$$T = 0.050h_n^{3/4} \quad (1.5)$$

(3) 具有剪力牆之構造物亦可用下式計算：

$$T = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} h_n^{3/4} \quad (1.6)$$

$$A_c = \sum A_e [0.2 + (D_e / h_n)^2] \quad (1.7)$$

$A_c$  為所考慮方向中某剪力牆一樓之剪力面積 ( $m^2$ )

$D_e$  為其長度 (m)。

$D_e/h_n$  值不得超過 0.9。

基本振動週期得用其他結構力學方法計算但所得之  $T$  值不得大於前述經驗公式週期值 1.4 倍。

## 6、結構動力分析模式

隔震建築物之結構模擬應盡量反應實際情形，力求隔震系統、幾何形狀、質量份佈、構材斷面性質等之模擬能夠準確。

(1) 隔震系統之模擬應具有下列之細節：

A、考慮隔震器之空間分佈。

B、考慮質量偏心之最劣位置，以計算位於隔震系統上方結構

之平移（兩個水平方向）及扭轉。

C、估算作用於單一隔震器上之傾倒及揚升力。

D、若隔震系統之力與位移特性受垂直加載、雙側向加載或加載率之影響時，隔震系統之模擬應能考慮此影響。

## (2) 隔震結構應考慮

每一樓層之最大位移、及橫跨隔震系統之設計總位移與最大總位移，應使用此隔震結構之模式計算，而此模式中則加入此隔震系統及側向力抵抗系統之非線性元件與位移特性。具有非線性元件之抗側向力系統包含（但不僅限於）以小於

$\frac{K_{eff}D}{\alpha_y}$  之橫力所設計之不規則性結構系統，及以小於  $\frac{K_{eff}D}{\alpha_y}$  之

80% 之橫力所設計之規則性結構系統。

滿足下列要求之耐震元件之力與位移應使用隔震結構之線彈性模型作計算。

A、對於非線性隔震系統所假設之擬彈性特性為基於隔震系統之最大有效勁度。

B、所有側向力抵抗系統之耐震元件均為線性。

## 7、多振態反應譜疊加法

隔震建築之動力分析若以多振態反應譜進行時：

- A、在決定設計總位移及最大總位移應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。
- B、所考慮之振態數目應使 x 向、y 向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築總質量的 90%。
- C、建築物甚不規則時，地震輸入的方向應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時，一般可用 SRSS 疊加法，惟若振態間之週期相近時，應採用 CQC 法則。

#### 8、非線性動力分析

隔震建築之動力分析若以非線性歷時分析法進行時：

- A、非線性歷時分析時須以隔震器之遲滯模式為之，所輸入之地震加速度歷時須與 5% 阻尼比設計反應譜相容。
- B、至少需採用三組含兩個方向的地震加速度歷時以進行分析，且每一組地震加速度歷時計算所得之 5% 阻尼比反應譜在  $0.5T_0$  秒至  $1.25T_0$  秒之間不得小於 90% 之 5% 阻尼比設計反應譜值。另外每一組加速度歷時所含之兩個方向的加速度歷時所分別對應的 5% 阻尼比設計反應譜。
- C、若使用三組的地震加速度歷時進行分析時，所得反應之最大值可作為設計之用。若使用七組、或更多組的地震加速度歷



時進行分析時，所得反應的平均值可作為設計之用。

D、地震加速度歷時之延時應與設計地震之規模及震源特性一致。

E、靠近活斷層之工址，所使用之地震加速度歷時應考慮近斷層現象。

9、依規範草案 3.9，3.10，3.11，及 3.12 節，檢核動態扭矩，容許層間相對側向位移角，建築物之間隔，極限層剪力強度，及垂直地震效應。

國外設計隔震建築結構，則依循 UBC97 為主，其步驟如下：

#### (四) UBC97 隔震結構設計步驟：

##### 1、初步設計 (Preliminary Design) 步驟

(1) 決定震區地震力係數  $Z$  (Seismic Zone Factor)：依照工址所在位置及震區分布區，決定之。(e.q. UBC97, Table 16-I)

(2) 決定工址的土壤類別 (Site soil profile category)：依照工址所在位置及地質調查或相關文件，決定土壤類別 (e.q. UBC97, Table 16-J)。

(3) 決定震源類別 (Seismic Source Type)：依照工址所在地鄰近的

活動斷層 (Active faults)，選擇影響最嚴重者，決定震源類別 (UBC97, Table 16-U)。

(4) 決定近斷層係數  $N_a$  及  $N_u$  (Near Source Factors)：從第三項所決定的震源及到工址位置的距離，決定近斷層係數  $N_a$  及  $N_u$  (UBC97, Table 16-S 及 16-T)。

(5) 計算最大可能發生地震 (Maximum Capable Earthquake) 影響係數  $M_M$ ：從步驟 (1) 得到的  $Z$  值和步驟 (4) 得到的  $N_u$  值相乘，得到  $ZN_u$ ，從表中查出  $M_M$  (UBC97, Table A-16-D)。

(6) 決定地震係數 (Seismic Coefficient)  $C_{VD}$  及  $C_{AD}$ ：從震區係數  $Z$  及土壤類別，得出適當的地震係數  $C_V$  及  $C_A$  (UBC97, Table 16-R 及 16-Q)，稱之為  $C_{VD}$  及  $C_{AD}$ 。

(7) 決定地震係數  $C_{VM}$  及  $C_{AM}$  (Seismic coefficient)：依步驟 (2) 之土壤類別，及  $M_M ZN_u$  相乘值，從表中 (UBC97, Table A-16-F) 得到  $C_{AM}$ 。

(8) 決定結構系統折減係數 (Structural System Reduction Factor)  $R_I$ ：依照隔震層以上的結構系統，從表中 (UBC97, Table A-16-E) 得到  $R_I$ ，基本上  $R_I$  值應在 1.6 至 2.0 範圍內。

(9) 選擇隔震器種類及阻尼係數  $B_D$  及  $B_M$ ，決定用何種隔震器或和阻尼器合併使用，從 Data Base 中選擇合適安全 (Conservative)

的阻尼，例如，如選擇 HDR，阻尼可用 10%~12%，然後從表中（UBC97, Table A-16-C）決定相應之阻尼係數，決定  $B_D$  及  $B_M$ ，必要時用 Linear interpolation。

(10) 選擇所需的隔震結構震動週期 (Isolated Period of Vibration)

$T_D$ ，在基本的設計位移下，初步估計隔震結構的振動週期，一般而言，所需之隔震週期在 2.0 秒至 3.0 秒之間。

(11) 估算隔震系統的有效勁度 (Effective Stiffness)：用下列的簡單公式來初步估算有效勁度，以達到步驟 (9) 所需之振動週期。

$$A、T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,min}g}}$$

B、暫時設定  $K_{D,min}$  及  $K_{D,max}$  的值。

(12) 估算最小設計測向位移  $D_D$  (Minimum Design Lateral Displacement)：

A、用下列公式估算

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi}\right)^2 C_{vD} T_D}{B_D}$$

B、如果  $D_D$  值大於可接受之最大位移，我們要有更大的勁度

(Stiffer System)，回到步驟 (10)，選擇一個較小的  $T_D$ 。如

果  $D_D$  值可行，則繼續下一步驟。

(13) 決定最小設計側向力 (Minimum Design Lateral Forces)  $V_b$  及

$V_s$ ：用下列兩公式估算隔震基面以下的最小設計側向力  $V_b$  及

隔震基面以上的最小設計側向力  $V_s$ 。  $V_b = K_{D,max} D_D$  ；

$$A \cdot V_s = \frac{K_{D,max} D_D}{R_I}$$

B、如果  $V_b$  或  $V_s$  大於可接受之側向力，我們需要較小的勁度

(Softer System)，回到步驟 (10)，選擇一個較大的  $T_D$ ，如

果  $V_b$  及  $V_s$  可行，則繼續下一步驟。

(14) 上層結構桿件的初步設計 (Preliminary Design of

Superstructural Elements)：計算側向力(靜力)，分配至結構物

的每一層，初步計算結構桿件的應力，靜力分析設計時，位

移之最大層間傾斜角 (Maximum Interstory Drift Ratio) 設定

為  $0.010/R_I$ ，在反應譜分析及歷時分析中，最大層間傾斜角設

定為  $0.015/R_I$  及  $0.020/R_I$ ，如果所設計的上層結構在固定基礎

時之振動週期和計算  $V_s$  時之設定值和步驟 (13) 相差甚大時，

回到步驟 (13) 以確認  $V_s$  之值，如可行，則繼續下一步驟。

(15) 單位隔震系統 (Isolator Unit) 的初步設計及其分布

(Distribution) 依照設計要求的位移、勁度、垂直力、側向

力及阻尼、設計單位隔震系統以符合垂直力、側向力及位移

的要求，設定每一單位系統之力一位移遲滯迴圈圖，此圖應

基於測試結構及廠商提供之數據。此一性質將於細部設計階段(Final Design Stage)中確認並修正，因為隔震器成品的測試結果已經完成，所有數據可有正確的依據。

## 2、細部設計(Final Design) 步驟：

(1) 建立隔震結構的數學模型：依照 UBC97, Sec, 1659.5 的要求，應同時建立固定基礎及隔離基礎的電腦模型，並將隔震器的力-位移關係考慮在內（步驟（15）中之遲滯迴圈），基本上有兩種建立模型的方法：

A、隔震基礎加上上層結構的中心線模型（Stick modal），這種方法的好處是可以多次執行，可以用不同的歷時紀錄分析並調整它的偏心，要建立一個 3D-BASIS 隔震基礎模型，將固定基礎上層結構質量，eigenvalues、eigenvectors，這個方法的限制是樓板均內在設定為剛性（Rigid Diaphragm）必須要確認，缺乏模擬淨上舉力的能力。

B、將隔離基礎與上層結構合併考慮，用 ETABS 或 SAP-2000 等應用軟體，可模擬隔震器的非線性性質，缺點是缺乏模擬淨上舉力的能力。

(2) 選擇一個適當的側向力分析方法：依照 UBC97, Sec, 1657 規定選擇靜力法，反應譜分析法或歷時分析法，然而不論 UBC97

如何規定，我們建議靜力分析法及反應譜分析法應先運用，然後再用歷時分析。確認地震力的設計需求，包括側向力、設計反應譜，和歷時數據。

- (3) 確定設計位移及格震週期的目標值 (Target Value): 用步驟(16)中所建立的電腦模型，及步驟(7)中所決定的地震設計需求，進行一系列的分析及設計，使上層結構與隔震系統均能滿足位移和應力的要求。確定設計位移  $D_D$  (Design Displacement) 和最大位移  $D_M$  (Maximum Displacement) 的數值，這些數值和步驟(12)初步設計時所計算的數值不同，選定的  $D_M$  一定大於  $D_D$ 。 $D_D$  的選定值一定大於步驟(12)中的設定值。建立在設計位移下及最大位移下的隔震週期  $T_D$  及  $T_M$ ，充分利用法規下在動力分析下之允許縮減的位移和基礎地震力。(UBC97, Sec1659.2)

- (4) 確定有效勁度的目標值 (Target Value): 除了極少數例外 (Effective Stiffness) 利用電腦模型及步驟(16)至(18)的結果，可用下列公式決定有效勁度的目標值

$$A、K_{D,max} = K_{D,min} = \frac{DBE \text{ base shear}}{D_D}$$

$$B、K_{M,max} = K_{M,min} = \frac{MCE \text{ base shear}}{D_M}$$

(5) 證實由數學電腦模型得出之有效週期 (Effective Period) 由數學電腦模型得出之值和計算出的最小值比較，決定  $T_D$  及  $T_M$ 。

$$A、D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) C_{vD} T_D / B_D$$

$$B、D_M = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) C_{vM} T_M / B_M$$

(6) 證實由電腦數學模型得出之阻尼：由下列兩公式：

$$A、\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\text{total area of hysteresis loop}}{K_{D,\max} D_D^2} \right)$$

$$B、\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\text{total area of hysteresis loop}}{K_{M,\max} D_M^2} \right)$$

證實由電腦數學模型所得出之阻尼，如有必要，重新計算阻尼係數  $B_D$  及  $B_M$  (UBC97 Table A-16-C)。

(7) 證實設計位移和地震力，和法規所定之最小值比較

$$A、D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

$$B、D_{TM} = D_M \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

(a) 如有可能，應充分利用法規允許的折減

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$$

(b) 如計算出之設計位移值小於法規所定之最小值，可依比例全面調整構件之內力。

$$V_b = K_{D,\max} D_D$$

$$V_s = \frac{K_{S,\max} D_D}{R_I}$$

(8) 由隔震系統成品之直接測試結果 (Prototype Bearing Test

Results)，調整系統各種參數之上下限，重新計算  $K_{D,\max}$ 、

$K_{D,\min}$ 、 $K_{M,\max}$  及  $K_{M,\min}$  (UBC97, Sec 1665.5.1) 用修正過的電腦模型重複步驟 (20) 至 (22)。

(9) 確認隔震結構的性能 (Performance)，以實際隔震器產品所作的

的測試結果為基礎，修正步驟 (16) 中所訂下之數學電腦模型，

以測試結果的上下限為準，重新計算有效勁度值  $K_{D,\max}$ 、

$K_{D,\min}$ 、 $K_{M,\max}$  及  $K_{M,\min}$ ，重複步驟 (20) 至 (22)，採用改善的電腦模型。



$$K_{D,\max} = \frac{\Sigma(F_{D,\max}^+ - F_{D,\max}^-)}{D_D^+ - D_D^-}$$

$$K_{D,\min} = \frac{\Sigma(F_{D,\min}^+ - F_{D,\min}^-)}{D_D^+ - D_D^-}$$

$$K_{M,\max} = \frac{\Sigma(F_{M,\max}^+ - F_{M,\max}^-)}{D_M^+ - D_M^-}$$

$$K_{M,\min} = \frac{\Sigma(F_{M,\min}^+ - F_{M,\min}^-)}{D_M^+ - D_M^-}$$

#### (五) 應注意事項

- 1、 支承墊水平位移對下部結構（柱墩及基礎）所產生之額外應力需考慮。
- 2、 支承墊更換時支頂位置對上部結構及下部結構產生之額外應力需考慮，另外施工空間亦需考慮。
- 3、 隔震建築結構之水電設施，在設計時需考慮隔震器大變形所造成位移量之影響。

## 第五節 隔震結構基本分析理論

### (一) 單層隔震建築結構之地震反應分析

圖 1-9 所示為單層建築結構在底部加設隔震系統後之雙質點結構模式，圖中  $m$  為建築物基礎樓版以上部份之結構質量， $m_b$  為隔震系統上方之建築物基礎樓版質量， $k_s$ 、 $C_s$  為建築物之結構勁度及阻尼值， $k_b$ 、 $C_b$  為隔震系統之勁度及阻尼值， $u_s$ 、 $u_b$  為上下兩個質量之絕對位移。若取  $u_g$  為基礎位置土層之位移，則上下兩個質量之相對位移分別為

$$\begin{aligned}v_s &= u_s - u_b \\v_b &= u_b - u_g\end{aligned}\quad (1.8)$$

利用力平衡條件，可推得圖 1-9 所示隔震系統及上層結構之運動方程式分別為

$$\begin{aligned}(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + C_b\dot{v}_b + k_b v_b &= -(m + m_b)\ddot{u}_g \\m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + C_s\dot{v}_s + k_s v_s &= -m\ddot{u}_g\end{aligned}\quad (1.9)$$

若以矩陣型式表示，則為

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (1.10)$$

其中  $M = m + m_b$

上式亦可簡寫成

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + kv = -Mr\ddot{u}_g \quad (1.11)$$

圖 1-9 模式之振動頻率  $\omega_b$ 、 $\omega_s$  分別為

$$\begin{aligned} \omega_b^2 &= \frac{k_b}{m + m_b} \\ \omega_s^2 &= \frac{k_s}{m} \end{aligned} \quad (1.12)$$

阻尼因子  $\beta_b$ 、 $\beta_s$  分別為

$$\begin{aligned} 2\omega_b\beta_b &= \frac{C_b}{m + m_b} \\ 2\omega_s\beta_s &= \frac{C_s}{m} \end{aligned} \quad (1.13)$$

若取質量比

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b} = \frac{m}{M} \quad (1.14)$$

則式 (2.2) 可改寫成

$$\begin{aligned} \gamma\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_b\beta_b\dot{v}_b + \omega_b^2v_b &= -\ddot{u}_g \\ \ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_s\beta_s\dot{v}_s + \omega_s^2v_s &= -\ddot{u}_g \end{aligned} \quad (1.15)$$

由此可進一步推得頻率特徵方程式

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_s^2 + \omega_b^2)\omega^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (1.16)$$

此方程式之兩個解分別為

$$\begin{aligned}\omega_1^2 &= \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 - [(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2]^{1/2} \right\} \\ \omega_2^2 &= \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 + [(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2]^{1/2} \right\}\end{aligned}\quad (1.17)$$

若  $\varepsilon = \omega_b^2 / \omega_s^2$  且  $\varepsilon = O(10^{-2})$

則

$$\begin{aligned}\omega_1^2 &= \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \\ \omega_2^2 &= \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma}(1 + \gamma\varepsilon)\end{aligned}\quad (1.18)$$

若將圖 1-9 所示結構模式之振態表示成

$$\phi^{i^T} = (\phi_b^i, \phi_s^i) \quad i = 1, 2$$

且取  $\phi_b^i = 1$ ，則

$$\begin{aligned}\phi^{1^T} &= (1, \varepsilon) \\ \phi^{2^T} &= \left\{ \left\{ 1, -\frac{1}{\gamma}[1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \right\} \right\}\end{aligned}\quad (1.19)$$

上下兩個質量之位移值可以振態座標表示成

$$\begin{aligned}v_b &= q_1\phi_b^1 + q_2\phi_b^2 \\ v_s &= q_1\phi_s^1 + q_2\phi_s^2\end{aligned}\quad (1.20)$$

其中  $q_1, q_2$  分別為與時間相關之振態係數

一般，振態參數  $M_i, L_i$  分別為

$$\begin{aligned}
M_i &= \phi^{i^T} M \phi^i \\
M_i L_i &= \phi^{i^T} M_r
\end{aligned}
\tag{1.21}$$

將式 (1.19) 代入上式，可整理得到

$$\begin{aligned}
M_1 &= M(1 + 2\gamma\varepsilon) \\
M_2 &= M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2(1 - \gamma)\varepsilon]}{\gamma}
\end{aligned}
\tag{1.22}$$

$$\begin{aligned}
L_1 &= 1 - \gamma\varepsilon \\
L_2 &= \gamma\varepsilon
\end{aligned}
\tag{1.23}$$

另外，將式 (1.20) 代入式 (1.15)，可整理得到

$$\begin{aligned}
\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \lambda_1\dot{q}_2 + \omega_1^2q_1 &= -L_1\ddot{u}_g \\
\ddot{q}_2 + \lambda_2\dot{q}_1 + 2\omega_2\beta_2\dot{q}_2 + \omega_2^2q_2 &= -L_2\ddot{u}_g
\end{aligned}
\tag{1.24}$$

式中  $2\omega_1\beta_1$  及  $2\omega_2\beta_2$  可由下式求得

$$M_i 2\omega_i\beta_i = \phi^{i^T} \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \phi^i
\tag{1.25}$$

即

$$\begin{aligned}
2\omega_1\beta_1 &= 2\omega_b\beta_b(1 - 2\gamma\varepsilon) \\
2\omega_2\beta_2 &= \frac{1}{1 - \gamma}(2\omega_s\beta_s + 2\gamma\omega_b\beta_b)
\end{aligned}
\tag{1.26}$$

$\beta_1$  及  $\beta_2$  可進一步整理成

$$\begin{aligned}\beta_1 &= \beta_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon\right) \\ \beta_2 &= \frac{\beta_s + \gamma \beta_b \varepsilon^{1/2}}{(1 - \gamma)^{1/2}} \left(1 - \frac{\gamma \varepsilon}{2}\right)\end{aligned}\tag{1.27}$$

而  $\lambda_1, \lambda_2$  可由下式求得

$$\begin{aligned}\lambda_1 M_1 &= \phi^{1r} \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \phi^2 \\ \lambda_2 M_2 &= \phi^{2r} \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \phi^1 = \lambda_1 M_1\end{aligned}\tag{1.28}$$

因此

$$\begin{aligned}\lambda_1 M_1 &= (1 \quad \varepsilon) \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ -a \end{pmatrix} \\ &= C_b - \varepsilon a C_s\end{aligned}\tag{1.29}$$

$$\text{其中 } a = \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma) \varepsilon]$$

將式 (1.22) 代入上式可進一步整理得到

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= 2\omega_b [\beta_b (1 - 2\gamma \varepsilon) - \varepsilon^{1/2} \beta_s] \\ \lambda_2 &= 2\omega_b \left\{ \beta_b [1 + 2(1 - \gamma) \varepsilon] - \varepsilon^{1/2} \beta_s \right\} \frac{\gamma}{1 - \gamma}\end{aligned}\tag{1.30}$$

由於大多數結構之阻尼均相當小，故一般均將式 (1.24) 之  $\lambda_1, \lambda_2$

忽略不計，由此可將式 (1.24) 改寫成

$$\begin{aligned}\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 &= -L\ddot{u}_g \\ \ddot{q}_2 + 2\omega_2\beta_2\dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 &= -L\ddot{u}_g\end{aligned}\quad (1.31)$$

利用上式，可進一步推得

$$\begin{aligned}q_1 &= \frac{L_1}{\omega_1} \int_0^{\ddot{u}_g(t-\tau)} e^{-\omega_1\beta_1\tau} \sin \omega_1\tau d\tau \\ q_2 &= -\frac{L_2}{\omega_2} \int_0^{\ddot{u}_g(t-\tau)} e^{-\omega_2\beta_2\tau} \sin \omega_2\tau d\tau\end{aligned}\quad (1.32)$$

則

$$\begin{aligned}|q_1|_{\max} &= L_1 S_D(\omega_1, \beta_1) \\ |q_2|_{\max} &= L_2 S_D(\omega_2, \beta_2)\end{aligned}\quad (1.33)$$

其中  $S_D(\omega, \beta)$  為地表運動  $\ddot{u}_g(t)$  在  $\omega$  頻率及  $\beta$  阻尼因子時之  
位移反應譜值。

利用 SRSS 方法 (The Square of The Sum of The Square)，可得上  
下兩個質點之最大位移

$$\begin{aligned}|v_s|_{\max} &= \left[ (\phi_2^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_2^2 |q_2|_{\max})^2 \right]^{1/2} \\ |v_b|_{\max} &= \left[ (\phi_1^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_1^2 |q_2|_{\max})^2 \right]^{1/2}\end{aligned}\quad (1.34)$$

將式 (1.22)、(1.23) 及 (1.33) 代入上式，且忽略  $\varepsilon^2 S_D(\omega_2, \beta_2)$  值，

則

$$\begin{aligned}|v_b|_{\max} &= (1 - \gamma\varepsilon) S_D(\omega_1, \beta_1) \\ |v_s|_{\max} &= \varepsilon \left[ S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + S_D(\omega_2, \beta_2)^2 \right]^{1/2}\end{aligned}\quad (1.35)$$

基底剪力係數  $C_s$  可寫成

$$\begin{aligned}
 C_s &= \left| \frac{k_s v_s}{m} \right|_{\max} \\
 &= \omega_s^2 |v_s|_{\max} \\
 &= \left[ \omega_b^4 S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + \varepsilon^2 \omega_s^4 S_D(\omega_2, \beta_2)^2 \right]^{1/2} \\
 &= \left[ S_A(\omega_1, \beta_1)^2 + \varepsilon^2 S_A(\omega_2, \beta_2)^2 \right]^{1/2}
 \end{aligned} \tag{1.36}$$

當僅考慮式中首項之效果時，則可得

$$\begin{aligned}
 |v_s|_{\max} &= \varepsilon S_D(\omega_b, \beta_b) \\
 |v_b|_{\max} &= S_D(\omega_b, \beta_b) \\
 C_s &= S_A(\omega_b, \beta_b)
 \end{aligned} \tag{1.37}$$

此即顯示，對於小  $\varepsilon$  系統而言，在設計隔震系統時，基礎相對位移量可以  $S_D(\omega_b, \beta_b)$  值考慮；在設計上部建築結構時，基底剪力係數可以  $S_A(\omega_b, \beta_b)$  值考慮。

## (二) 多層隔震建築之地震反應分析

對於多層建築結構在底部加設隔震系統後之運動方程式可以下式表示。

$$M^* \ddot{v}^* + C^* \dot{v}^* + k^* v^* = -M^* r^* \ddot{u}_g \tag{1.38}$$

$$\text{其中 } M^* = \begin{bmatrix} m + m_b & r^T M \\ M_r & M \end{bmatrix}$$



$$C^* = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C \end{bmatrix}$$

$$k^* = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k \end{bmatrix}$$

$$r^* = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$v^* = \begin{bmatrix} v_b \\ v \end{bmatrix}$$

一般以  $\phi_i$  ,  $i = 1, \dots, N$  表示多層建築結構在基底固定時之振態，則此結構之位移可表示成

$$v = \sum_{i=1}^N q_i \phi^i \quad (1.39)$$

振動頻率  $\omega_i^2$  可由下式求得

$$M\phi^i \omega_i^2 = k\phi^i \quad (1.40)$$

將式 (1.39) 代入式 (1.38) 可得

$$\sum_{i=1}^N r^T M \phi^i \ddot{q}_i + (m + m_b) \ddot{v}_b + C_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b) \ddot{u}_g \quad (1.41)$$

$$\ddot{q}_i + 2\omega_i \beta_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i (\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) \quad , \quad i = 1, \dots, N$$

$$\text{其中 } L_i = \frac{\phi^{iT} M_r}{\phi^{iT} M \phi^i}$$

$$M_i = \phi^{iT} M \phi^i$$

式 (1.41) 可進一步改寫成

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{m + m_b} \ddot{q}_i + \ddot{v}_b + 2\omega_b \beta_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (1.42)$$

$$L_i \ddot{v}_b + \ddot{q}_i + 2\omega_i \beta_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i \ddot{u}_g, \quad i = 1, \dots, N$$

對多數隔震建築而言，僅第一振態對結構及隔震系統之設計有影響，其餘振態反應之影響均可忽略不計。因此仿前節之推導步驟，可推得最大基底相對位移

$$|L_1 v_b|_{\max} = \frac{1}{\omega_b^2} L_1 S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (1.43)$$

$$|q_1|_{\max} = \left[ \frac{\varepsilon_1^2 L_1^2 S_A^2(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*2}} + \frac{\varepsilon_1^2 L_1^2 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_s^{*2}} \right]^{1/2} \quad (1.44)$$

$$\text{其中 } \varepsilon_1 = \frac{\omega_b^2}{\omega_1^2}$$

$$\text{相對位移向量 } v = q_1 \phi^1 \quad (1.45)$$

若忽略阻尼影響，則每一元素之慣性力為

$$F = kv = q_1 k \phi^1 = q_1 M \phi^1 \omega_1^2 \quad (1.46)$$

上部結構之全部水平力為

$$r^T F = q_1 \omega_1^2 L_1 M_1 \quad (1.47)$$

由於  $C_s m = r^T F$

因此基底剪力係數

$$C_s = \frac{L_1^2 M_1}{m} \left[ S_A^2(\omega_b, \beta_b) + (1 - \gamma_1)^2 \varepsilon^2 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*) \right]^{1/2} \quad (1.48)$$

$$\text{其中 } \varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_1^2}$$

### (三) 隔震器之力學性質

#### 1、鉛心橡膠支承墊

一般均以圖 1-10 所示之雙線性力學模式模擬鉛心橡膠支承墊之力學行為，圖 1-10 中  $k_1$ 、 $k_2$  及  $Q$  為三個主要參數， $k_1$  為初始彈性勁度， $k_2$  為降伏後之勁度， $Q$  為支承遲滯迴圈與圖 1-10 上縱軸之交點，其中  $Q$  可由鉛心之降伏應力及面積準確估算得到， $k_2$  可由橡膠支承墊之剪力模數及設計尺寸資料準確算到， $k_1$  則較難測得，一般均由  $k_2$  乘上某些經驗係數推得。鉛心橡膠支承墊之有效勁度

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad , \quad D \geq D_y \quad (1.49)$$

其中  $D_y$  為降伏位移。

自然頻率

$$\begin{aligned}\omega &= \sqrt{\frac{K_{eff}g}{\omega}} \\ &= \sqrt{\omega_o^2 + \mu \frac{g}{D}}\end{aligned}\tag{1.50}$$

$$\text{其中 } \mu = \frac{Q}{\omega}, \quad \omega_o^2 = \sqrt{\frac{K_1 g}{\omega}}$$

有效週期

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega_o^2 + \mu \frac{g}{D}}}\tag{1.51}$$

有效阻尼

$$\begin{aligned}\beta_{eff} &= \frac{\text{遲滯迴圈面積}}{2\pi K_{eff} D^2} \\ &= \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi(K_2 D + Q)D}\end{aligned}\tag{1.52}$$

$$\text{其中 } D_y = \frac{F_y}{K_1}$$

$$F_y = Q + K_2 D_y\tag{1.53}$$

因此

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}\tag{1.54}$$

一般取  $K_1 = 10K_2$ ，所以  $D_y = \frac{Q}{9K_2}$

$$\beta_{eff} = \frac{4Q\left(D - \frac{Q}{9K_2}\right)}{2\pi(Q_2 D + Q)D} \quad (1.55)$$

## 2、摩擦單擺隔震器

若作用在摩擦單擺隔震器之荷重為  $w$ ，水平位移為  $D$ ，

隔震器摩擦係數為  $\mu$ ，則隔震器抵抗力

$$F = \frac{w}{R} D + \mu w (\text{sgn } \dot{D}) \quad (1.56)$$

其中  $R$  為隔震器曲面之曲率半徑。

式 (1.56) 之第一項為結構質點上升後產生之恢復力，其

提供之水平勁度

$$K_H = \frac{w}{R} \quad (1.57)$$

造成隔震結構週期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (1.58)$$

式 (1.56) 第二項為滑動者與曲表面間之摩擦力，其摩擦係數

$\mu$  由壓力  $P$  及滑動速度  $\dot{D}$  決定。圖 1-11 所示為經由振動台試驗所

獲得摩擦單擺隔震器之標準遲滯迴圈。其有效等值勁度

$$K_{eff} = \frac{w}{R} + \frac{\mu w}{D} \quad (1.59)$$

有效阻尼

$$\begin{aligned} \beta_{eff} &= \frac{4\mu w d}{2\pi \left[ \left( \frac{w}{R} \right) D + \mu w \right] d} \\ &= \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{D/R + \mu} \end{aligned} \quad (1.60)$$

## 第六節 隔震設施種類及基本特性資料

隔震設施主要包括彈性支承、彈性彈簧支承及滑動支承等三類，天然橡膠支承墊，鉛心橡膠支承墊及高阻尼橡膠支承墊均屬於彈性支承類，而摩擦單擺支承墊屬於滑動支承類。本研究於第二、三章設計範例中，採用了鉛心橡膠支承墊及高阻尼橡膠支承墊等兩種隔震系統來作說明及分析比較。

「鉛心橡膠支承墊」，是在「天然積層橡膠支承墊」的中心，留直徑約 12 公分的圓柱空間，然後將鉛棒壓入成型。橡膠支承墊受水平剪力變形時，內部鉛棒因塑性變形吸收大量能量，衰減地震所產生的水平破壞，因此「鉛心橡膠支承墊」亦稱為「內藏阻尼型橡膠支承墊」。由於鉛棒單體，不容易吸收地震能量，因此鉛棒需埋設在支承墊內部。鉛棒在受周圍橡膠及鋼板固定作用後，比較容易進入純剪力變形，而且重複變形也能安定地發揮吸收能量的功能。

「高阻尼橡膠支承墊」，是在橡膠中加入碳纖維，提高橡膠的黏稠度，使橡膠受外力變形時，也能吸收及消耗能量。依據加入碳素纖維量的多寡，還可以調整其衰減地震能力。「高阻尼橡膠支承墊」的外型和構造，與「天然積層橡膠支承墊」一樣，並沒有明顯差異。

「滑動單擺型支承墊」，單擺的週期與荷重無關，與曲率半徑長度成正比。利用單擺原理，只要設定弧面曲度則可調整振動週期，同時滑

動弧面藉由重力現象，建築物就有歸位復原的能力。支承墊上、下設有雙面滑動弧面，也因此支承墊體雖小，卻可獲得較大的位移變形。滑動面依據材料特殊材質，不僅在強震時有減緩地震的水平力，更具有吸收震動能量，衰減地震能力的功能。由於弧面曲度可自由設定，因此可承受的荷重範圍極大，小規模建築物也能發揮高效率的隔震效果。裝置零件單純，不但經濟、耐久、同時維護也簡便，採用率有增多的趨勢。

有關此三種隔震設施之基本特性資料說明如下：

### 1、鉛心橡膠支承墊

#### (1) 垂直變形特性

鉛心橡膠支承墊（詳圖 1-12）在受單純垂直壓荷重作用時，由於鉛棒並不承擔壓荷重，故其荷重位移曲線與天然橡膠支承墊相同（如圖 1-13 所示），在設計軸力附近，荷重與位移成線性關係。

#### (2) 水平變形特性

圖 1-14 為鉛心橡膠支承墊在承受水平靜荷重作用後所得到之遲滯曲線，圖上顯示支承墊之等效剛度隨著水平位移加大而逐漸減少，但由此遲滯曲線所推得之等價阻尼比則隨水平位移加大而趨近常數。圖 1-15 顯示由動荷重所得到之遲滯曲線與靜荷重所得者近乎完全相同，此即顯示兩種加載情形所推得之等效剛度及等價阻尼比並無明顯差異。



## 2、高阻尼橡膠支承墊

### (1) 垂直變形特性

高阻尼橡膠支承墊（詳圖 1-16）在受單純垂直壓荷重作用時之荷重位移曲線大致與天然橡膠支承墊相同，在設計軸力附近，荷重與位移亦成線性關係。

### (2) 水平變形特性

圖 1-17 為高阻尼橡膠支承墊在承受水平靜荷重作用後所得到之遲滯曲線，圖上亦顯示支承墊之等效剛度隨著水平位移加大而減少，且在位移較大區域內，等價阻尼比為定值，另外，動荷重與靜荷重所推得之等效剛度及等價阻尼比亦無明顯差異。與其他橡膠支承墊相較，高阻尼橡膠支承墊在小位移範圍內即有較大之阻尼，此為其特點之一。

## 3、摩擦單擺支承墊

### (1) 垂直變形特性

摩擦單擺支承墊（詳圖 1-18）在受單純垂直壓荷重作用時之荷重—位移曲線如圖 1-19 所示，試驗結果顯示由此曲線推得之垂直勁度約為天然橡膠支承墊之 7 至 10 倍。

### (2) 水平變形特性

圖 1-20 為摩擦單擺支承墊在承受水平靜荷重作用後所得到之遲滯曲線，經進一步簡化後，可得圖 1-11 所示之摩擦單擺支承墊的標準遲滯迴圈圖，圖上顯示當水平靜荷重超過  $\mu W$  後，支承墊才會開始產生位移，而一般支承墊之摩擦係數  $\mu$  約在 3% 至 20% 範圍內。

## 第七節 隔震結構設計規範

就美國隔震規範的發展現況而言，對新建的建築結構設計，目前主要依據的是 ICBO (International Conference of Building Officials) 出版的 UBC-97 (1997 Uniform Building Code)；而 IBC2000 (International Building Code 2000) 尚未被廣泛採用。另一主要依據是 OSHPD-96，即加州規範第三冊第二部份的第二十四條 (Title 24, Part 2 of California Code of Regulations, Division III)，其內容非常類似 UBC-94，但規定更為嚴格（因為它主要是針對醫院與政府單位的建築結構設計）。OSHPD-96 目前正在修訂，內容將更與 UBC-97 一致。

對現有建築結構的隔震修護補強，則主要依據聯邦救災總署 FEMA (Federal Emergency Management Agency) 出版的 FEMA273 及其解說 FEMA274；FEMA273 又稱為 NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines，即建築結構的隔震修護補強指導原則。FEMA273 的內容非常類似 UBC-97，但其內容中允許一種新的非線性靜力分析法 “pushover” 為 UBC-97 所無。

對新建的建築結構隔震設計，聯邦救災總署 FEMA 轄下的建築結構地震安全委員會 BSSC (Building Seismic Safety Council) 於 1994 出版了 FEMA222A 及其解說 FEMA223A；又於 1997 出版了 FEMA302 及其解說 FEMA303。然而這些都沒有如 UBC-97 被廣泛採用。

另外美國內政部也於 1993 年，針對歷史性建築結構的隔震修護補強，出版了一本設計標準及指導原則 (Secretary of the Interior, 1993, Standards and Guidelines for Archaeology and Historic Preservation)。

歐洲方面的隔震研究，最早始於 70 年代法國；主要是針對核能設施。而歐洲的隔震設計規範及設計手冊的發展，則始於義大利，1989 年。由 ENEA (the National Agency for New Technologies, Energy and the Environment)，ANPA (the National Agency for the Protection of the Environment)，以及美國的奇異電子核能部門及貝泰公司 (GE Nuclear Energy and Bechtel Inc.) 合作發展；主要還是針對核電廠。後續的研究發展，由歐盟 EC (European Commission) 資助；仍由 ENEA 聯合 ISMES 及 ANSALDO-Ricerche 共同主持；近來在歐盟的架構下，有更多的單位參與研發，包括 ENEL (the Italian Electricity Board)，JRC Ispra，英國合作機構(NNC 及 TAR 研究中心)，以及蘇俄合作伙伴；將歐陸各國的隔震設計規範及設計手冊與蘇俄的發展加以融合(1997)；並將隔震設計規範及設計手冊的內容，擴充至蘇俄的 3D 隔震系統與滑動隔震系統(1998)。

歐洲的建築結構隔震設計規範及設計手冊的發展，早於 1993 年由義大利營建部 (the Ministry of Constructions) 委託 ANPA，ENEA，ENEL，以及 ISMES 等單位審訂；並聯合國家標準局 (UNI, National Standard Authority) 及歐洲規範委員會 (CEN, European Code

Committee)，制定了歐洲與義大利的建築結構的隔震設計規範及設計手冊 (1994, 1998)；之後並由義大利營建部主持，由 GLIS (the Italian Working Group on Seismic Isolation，亦即 “Gruppo di Lavoro Isolamento Sismico”) 起草隔震設計規範的解說，於 1998 年正式頒布。

國內隔震設計，已由建築研究所主持，於 89 年 11 月修正完成「建築物隔震系統規範」草案，為國內設計審核的主要依據。

雖然建築結構的隔震設計，相對而言，算是一門新的技術；但不論就理論與實務方面，都已有相當成熟的發展。

## 第八節 現況與展望

建築結構隔震發展至實際應用，至今已有超過 10 年的歷史。從 1989 年在美國完成的 Foothill Communities Law and Justice Center，經歷過許多強度不等的地震，到 1998 年回到現場，將其中幾個柱子撐起，將隔震器取出，重做實驗；發現一切功能均正常，橡膠也未老化，實際證明建築結構隔震已經是一項發展成熟的技術。

目前全球已有超過 1000 座隔震的建築物。這些隔震建築物中許多都裝置有加速度測震記錄儀 (Strong Motion Accelerographs)，並且也曾經歷過強度不等的地震，其曾測得的最大地表加速度為 0.55g。因此，我們現在對了解隔震建物在隔震成果上有相當豐富的資料。

現在以 8 個以 LRB 隔震器做為隔震系統的建築物為例，經歷過從芮氏規模 6.1 到 7.3 不等的地震。其中 5 個建築物裝置有加速度測震記錄儀，有 6 個建築物當時測得的地表加速度 (ground motions) 超過 0.20g，有 3 個建築物地表加速度甚至超過 0.40g。這 8 個建築物有 4 個在美國，一個在紐西蘭，3 個在日本。

1995 年 1 月 17 日，the West Japan Postal Savings Computer Center 於神戶大地震中測得的最大地表加速度為 0.40g。這場強震在此地區內造成的損失高達 1 千 5 百億美金。但這棟 Computer Center 卻毫髮無傷，這棟建築物當時測得的最大加速度僅為 0.12g。

USC University Hospital 在 1994 年 1 月 17 日發生 Northridge Earthquake，強烈震動使其最大地表加速度達 0.49g。這棟建築物 1 到 6 樓當時測得的最大加速度記錄在 0.11g 到 0.13g 之間，而實際上 6 樓以上的加速度也差不多維持在這個範圍上下。從隔震器的記錄來看，地震力減少約 65%；當然醫院也未在此次地震中遭受任何損失。而距離 USC Hospital 5/8 英哩遠的 The Los Angeles County Hospital complex 卻嚴重受損達 3 億 8 千 9 百萬美金。

1992 年 4 月 25 日，在距離芮氏規模 7.0 的加州 Cape Mendocino 地震震央 2.5 英哩處測得最大地表加速度為 2g。Eel River Bridge 就位在離震央約 14 英哩處，它曾於 1987 年翻新時加裝 LRB 隔震器。雖然 Eel River Bridge 未裝置加速度測震記錄儀，從它附近的 Rio Dell 的 Painter Street Overcrossing 處測得的最大地表加速度在軸向與橫向分別為 0.55g 及 0.39g。而 Eel River Bridge 在此次地震中未遭受任何損失。

Stanford Linear Acceleration Center 的 Mark II Detector 距離 1989 年芮氏規模 7.1 級的 Loma Prieta 地震震央 32 英哩。當時從史丹福校園測得的最大地表加速度是 0.29g。The Mark II Detector 在地震中移動了 4 英吋，但沒有任何損失。

位在紐西蘭，有 5 個橋拱的 Te Teko Bridge，離 1987 年芮氏規模 6.3 級的 Edgecumbe 地震震央 6 英哩遠。這場地震毀壞了一個小農村社區並

且導致一個大果菜市場及紙工廠關閉達 18 個月之久。當時在橋本身測量到的最大地表加速度約 0.35g 到 0.40g 之間，在地震過後這座橋仍能即時正常運作。

在日本 Tsuchira 的 Shimizu Corporation's office building 完整裝置了隔震系統與測震記錄儀，它曾經歷過 63 場規模從 4.2 到 6.8 級不等的地震。最大的兩次地震在實地記錄的最大地表加速度分別為 0.27g 和 0.22g；這棟建築物的隔震系統，和地表運動產生的震動力相計算後，其樓板加速度的折減係數為 2.5。

隔震建築物及隔震系統設計規範，從 1986 年 SEAOC 開始頒布，直到 UBC97，IBC2000，內容已相當完備；國內目前以去年（89 年）11 月所修訂的「建築物隔震系統規範」草案與解說為主要的設計依據。本研究案以實務角度出發，研訂隔震建築結構及隔震系統的設計手冊，供建築師與工程師參考使用。



## 第二章 隔震 R.C.建築結構之設計範例

### 第一節 設計範例（一）

#### 一、結構及隔震系統

採用文獻【23】中之試作案例為本研究之設計範例（一）結構，此棟建築為一六層 RC 建築之區域醫院（用途係數  $I=1.5$ ），座落於第一類地盤，地震一甲區內，上部結構系統為具結構牆之鋼筋混凝土抗彎矩構架，標準跨距為 9m，屬規則性結構。下部結構採用下列三種不同方案以作比較。

方案一為傳統梁柱系統，為對照組。

方案二為高阻尼橡膠支承墊隔震系統。

方案三為鉛心橡膠支承墊隔震系統。

各方案之平面及立面圖，詳見圖 2-1~2-7，隔震器裝設及放置位置，詳見圖 2-8。

方案一：傳統梁柱系統（ $f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ）

柱尺寸：85×85cm

大梁尺寸：45×80/45×80cm

小梁尺寸：35×70cm

地梁尺寸：90×150cm

筏基版：40cm

方案二、三：隔震系統 ( $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ )

柱尺寸：75×75cm

大梁尺寸：40×75/40×75cm

小梁尺寸：35×70cm

地梁尺寸：80×150cm

筏基版：40cm

本研究於範例分析中，各選用五種高阻尼橡膠支承墊、鉛心橡膠支承墊當作隔震系統來作分析比較，各系統之參數值如表 2-1 所示。

## 二、載重數據

各方案之各樓層載重如表 2-2 所示。

## 三、靜力分析

### (一) 方案一 傳統結構地震力計算

傳統結構地震力之計算依新頒布之建築物耐震規範（1988 年 5 月 1 日）規定，X 向及 Y 向之地震力如表 2-3 所示。

## （二）方案二 橡膠支承墊隔震系統

1、橡膠支承墊之初步力學性質（參數值詳表 2-1）、此處以高阻尼橡膠支承墊（HDR-A）為例說明各參數之計算過程

$$\text{特性強度 } Q_d = 15t \quad \sum Q_d = mQ_d = 24 \times 15 = 360 \cong 0.0326W_1$$

（ $W_1 = 11046t$ ，隔震系統以上建物總重）

非彈性水平勁度  $K_d = 188t/m$ ，初始勁度  $K_u = 631t/m$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{15}{(631 - 188)} = 0.033m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 631 \times 0.033 = 20.823t$$

## 2、HDR 設計位移迭代計算

（1）如規範 2.16 節所示，假設隔震器的設計位移  $D = 0.3m$ ，每個柱位下端皆裝設隔震器，共需 24 個隔震器（ $m = 24$ ）

第一次迭代計算

$$k_{\text{eff}} = \frac{F}{D} = \frac{15 + 188 \times 0.3}{0.3} = 238t/m \text{ (隔震 X 向及 Y 向水平勁度)}$$

$$K_{eff} = m \cdot k_{eff} = 24 \times 238 = 5712 \text{ t/m}$$

$$A_T = m \cdot E_D = 384.48, \text{ 消能能力 } E_D = 4 \times Q_d \times (D - D_y)$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{k_{eff} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \times \left[ \frac{384.48}{5712 \times 0.3^2} \right] = 0.1190 = 11.9\%$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{11046}{9.81 \times 5712}} = 2.788 \text{ sec}$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.359 \quad 1/\text{sec}$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.76$$

$$D = 0.25 Z I C C_D T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.359 \times 0.76 \times (2.788)^2 = 0.262 \text{ m}$$

(2) 以  $D=0.262\text{m}$  重新進行上述迭代計算，直到設計位移  $D$  收斂

為止。經數次迭代，最後可得：

$$D=0.25\text{m}$$

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{15 + 188 \times 0.25}{0.25} = 248 \text{ t/m}$$

$$K_{eff} = m k_{eff} = 248 \times 24 = 5952 \text{ t/m} \quad (\text{隔震器 X 向及 Y 向水平勁度})$$

$$k_{eff} = 248 \text{ t/m}$$

$$\xi_e = 13.41\%$$

$$C_D = 0.736 \text{ sec}$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_i}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{11046}{9.81 \times 5952}} = 2.731 \text{sec}$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.366 \quad 1/\text{sec}$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.736$$

$$D = 0.25 Z I C_D T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.366 \times 0.736 \times (2.731)^2 = 0.25m$$

3、設計總位移及最大總位移計算（照規範 2.3.2 節及 2.3.3 節）

已知本棟建築 X 方向尺度為 45.0m

Y 方向尺度為 27.0m

$$D_{TX} = D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

$$= 0.25 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right)$$

$$= 0.25 \times 1.22 = 0.305m$$

$$D_{TY} = D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

$$= 0.25 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right)$$

$$= 0.25 \times 1.079 = 0.270m$$

$$D_T = \max\{D_{TX}, D_{TY}\} = 0.305m$$

$$D_{TM} = 1.5D_T = 0.458m$$

#### 4、最小設計水平總橫力（規範 2.8 節）

(1) 隔震系統及其下方之結構:

$$V_b = \frac{K_{eff} D}{0.8\alpha_y} = \frac{5952 \times 0.25}{0.8 \times 1.5} = 1240t$$

(2) 隔震系統系統上方之結構:

$$V_s = \frac{K_{eff} D}{1.2\alpha_y}$$

$$V_s = \frac{5952 \times 0.25}{1.2 \times 1.5} = 826.67t (\cong 0.075W_1, W_1 = 11046t)$$

若以傳統方式設計，其地震力為 967.19t

(3) 依照『建築物風力條文草案』（1966 年 6 月）計算 X 向風力

為 105.0t，Y 向風力為 197.0t

(4) 隔震系統之降伏強度

$$mF_y = 24 \times 20.823 = 499.752$$

$$\frac{1.5mF_y}{\alpha_y} = 499.752$$

(5) 中度地震檢核

$$C = \frac{1.0}{T} = 0.385$$

$$\frac{ZIF_u}{3.5\alpha} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W_1 = \frac{0.33 \times 1.5 \times 1.6}{3.5 \times 1.5} \left( \frac{0.385}{1.6} \right)_m W_1 = 0.0363 W_1 = 400.97$$

綜合第(2)、(3)、(4)、(5)項得  $V_s = 826.67t$  (約為傳統結構設計力之 85.47%)

方案二高阻尼橡膠支承墊隔震系統於不同特性強度  $Q_d$  及非彈性水平勁度  $K_d$  之設計參數比較及設計地震力經整理後列於表 2-3，表中方案一為傳統基面(1F)之基底剪力，方案二為隔震層(B1層)之基底剪力。

### (三) 垂直地震力

#### 1、方案一 傳統結構垂直地震力計算

$$V_z = \frac{Z_v I C_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

$$C_v = 2.75 \text{ (樓版振動周期約 } 0.1 \text{ 秒)}$$

$$R = 3.0$$

$$R_a = 1 + \frac{R-1}{2} = 2.0$$

$$F_{uv} = \sqrt{2R_a - 1} = 1.732$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.5 \times 1.732} W = 0.294W$$

## 2、方案二 高阻尼橡膠支承墊隔震系統

$$V_z = \frac{Z_v IC_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

垂直向周期計算：

$$\begin{aligned} \text{隔震結構垂直向周期 } T_v &= 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{K_z \times g}} = 2\pi \sqrt{\frac{11046}{30000 \times 24 \times 9.81}} \\ &= 0.248 \text{sec} \end{aligned}$$

假設隔震結構體垂直向周期大於樓版振動周期，則  $C_v = 2.75$

$$R^* = 3.0$$

$$R_{av}^* = 1 + \frac{R - 1}{5} = 1.4 \quad (\text{與耐震規範不同})$$

$$F_u = \sqrt{2R_{av}^* - 1} = 1.341$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.5 \times 1.341} W_1 = 0.332W_1$$

## 四、反應譜分析



## (一) 分析模式

本研究案使用 ETABS V6.12 電腦程式進行反應譜動力分析，所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器之模擬則採用該程式之 Spring-isolator 1 模擬高阻尼橡膠支承墊之力學特性（本例各柱位下採用相同型式之隔震器）， $k_x$ 、 $k_y$  採用隔震器降伏後之有效勁度（ $k_{eff}$ ），HDR 垂直向彈簧（ $k_z$ ）以  $k_z=30,000\text{t/m}$ ，一般而言  $k_z$  值約為  $200\sim 400k_d$  值； $k_d$  為隔震墊非彈性水平勁度。

隔震系統之等效阻尼，可以下式表示

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{k_{eff} \cdot D^2} \right] \quad (2.1)$$

其中  $A_T$ ， $k_{eff}$  代表隔震系統在設計位移下之遲滯迴圈面積及平均有效勁度。

至於個別隔震器的阻尼值可以下式表示

$$\xi_{jx} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jx}}{(k_{eff})_{jx} \cdot D_{jx}^2} \right] \quad (2.2)$$

$$\xi_{jx} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jx}}{(k_{eff})_{jx} \cdot D_{jx}^2} \right] \quad (2.3)$$

其中  $\xi_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在 X 方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的有效勁度

$D_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的設計位移

$\xi_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的有效勁度

$D_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的設計位移

## (二) 多震態反應譜之動力分析迭代計算及設計位移之調整

反應譜分析依規範 3.2, 3.3 節【23】以正規化彈性反應譜進行。調整係數採用  $Z I g$ ，另以  $C_D$  值修正，輸入不同阻尼的反應譜。現取高阻尼橡膠支承墊 (HDR-A) 作為計算範例。

### 1、第一次迭代計算

由靜力分析計算求得隔震器之設計位移  $D=0.25m$

隔震器水平勁度  $K_x, K_y$  :  $k_{eff}=248.33t/m$

隔震器等效阻尼 :  $\xi_e=13.41\%$

動力分析之結果如下：

隔震系統位移，即本案之 B1 樓版剛心位移（因本案為一規則結

構，剛心位置恰為質心位置，故直接取質心位置值而不再轉換)

X 向為 0.2234cm，Y 向為 0.2232cm

## 2、第二次迭代計算

假設設計位移  $D_x=0.2292\text{m}$ ， $D_y=0.2272\text{m}$

隔震器水平勁度  $(k_{eff})_x=253.45\text{ t/m}$ ； $(k_{eff})_y=254.02\text{ t/m}$

隔震器等效阻尼： $(\xi_e)_x=14.1\%$ ； $(\xi_e)_y=14.1\%$

動力分析之結果如下：

隔震系統位移 X 向=0.2276cm，Y 向=0.2262cm

## 3、第三次迭代計算

假設設計位移  $D_x=0.2270\text{m}$ ， $D_y=0.2250\text{m}$

隔震器水平勁度  $(k_{eff})_x=254.08\text{ t/m}$ ； $(k_{eff})_y=254.67\text{ t/m}$

隔震器等效阻尼： $(\xi_e)_x=14.1\%$ ； $(\xi_e)_y=14.2\%$

動力分析之結果如下：

隔震系統位移 X 向=0.2270cm，Y 向=0.2250cm (迭代完成)

依照規範第 3.4 節【23】設計位移之調整，隔震系統之設計總位移不得小於規範第 2.3.2 節式 (2.2)  $D_T$  值之 90 % 以下，而  $D$  值之計算可由規範第 3.5 節式 (3.2) 決定。以本案之案例計算：

$$T_{code} = 0.07h^{\frac{3}{4}} = 0.07 \times (35)^{\frac{3}{4}} = 1.0073 \text{ sec}$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.4 \times 1.0073, 1.551) = 1.41019 \text{ sec}$$

$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{11046}{9.81 \times 6097.92}} = 2.699 \text{ sec}$$

$$T_{ey} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{11046}{9.81 \times 6112.08}} = 2.695 \text{ sec}$$

$$D'_x = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}} = \frac{0.25}{\sqrt{1 + \left(\frac{1.41019}{2.699}\right)^2}} = 0.222m$$

$$D'_y = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}} = \frac{0.25}{\sqrt{1 + \left(\frac{1.41019}{2.695}\right)^2}} = 0.221m$$

$$D_{TX} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.222 \times 1.22 = 0.271m$$

$$D_{TY} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.221 \times 1.079 = 0.238m$$

$$D_T = \max\{D_{TX}, D_{TY}\} = 0.271m$$

$$\text{取最大值 } D_T = 0.271m, D_{TM} = 1.5 D_T = 0.4065m$$

另隔震器之最大位移需考量 100 % 的主向 +30% 正交方向同時作用（規範第 3.7 節【23】）

$$X \text{ 向 } D_T = \sqrt{(0.2270 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.2250)^2}$$

$$=0.2378 < 0.9D_T = 0.2439 \text{ 使用 } D_T = 0.271\text{m}$$

其中 X 向位移=0.2270m；Y 向位移=0.0m（0°地震負偏心）

X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.2250m（該偏心之正交方向）

$$Y \text{ 向 } D_T = \sqrt{(0.225 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.2270)^2}$$

$$= 0.2291 < 0.9D_T = 0.2439 \text{ 使用 } D_T = 0.271\text{m}$$

其中 X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.2270m（0°地震負偏心）

X 向位移=0.2250m；Y 向位移=0.0m（該偏心之正交方向）

動力分析位移較小，仍以靜力分析決定  $D_T$  及  $D_{TM}$  之值。靜力與動力之位移比較表見 表 2-4~表 2-13。

### （三）總橫力之調整

隔震系統上方之總橫力，於規範 3.5 節【23】及表 2-3 依規範第 2.8.2 節式(2.11)計算知  $V_s = 823.21\text{t}$ ，規範 3.5 節【23】要求規則性結構之最小設計總橫力不可低於規範第 2.8.2 節式(2.11)之 80%，亦不可低於 2.8.3 節之規定，及考慮安全係數之隔震器降伏強度。

就設計而言，因動力分析中隔震器的位移應與靜力計算之設計位移接近（相關規定可詳規範第 3.4 節【23】）。故此，上部結構之橫力即為各個隔震器在該位移時隔震器的內力（ $K_{eff}D$ ）的總

和，以表 2-14~2-23 說明。

#### (四) 隔震系統受地震力作用之動態反應

詳見表 2-24~2-33 說明。

### 五、線性歷時分析

#### (一) 分析模式

本案使用 ETABS V6.0 電腦程式進行線性歷時分析，所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器的模擬則採用該程式的 Spring-Isolater 1 模擬鉛心支承墊的力學性質(本例各柱位下採用相同形式的隔震器)。其分析流程類似於靜力分析的迭代方法。

1、假設隔震系統的設計位移( $D$ )。

2、依假設的隔震系統設計位移( $D$ )估算隔震系統的有效勁度( $k_{eff}$ )及等效阻尼比( $\xi_e$ )。

3、放入分析程式中執行線性歷時分析，若所得隔震層位移跟原先的隔震系統設計位移(步驟 1)相等則可，否則以分析程式求得的隔震層位移重複步驟 2、3 直至收斂為止。

#### (二) 線性歷時分析迭代計算及設計位移的調整

線性歷時分析所用地震加速度歷時依規範 3.8 節規定產生，調整係數採用  $ZI=0.33*1.5=0.495$ 。

1、鉛心橡膠支承墊力學性質(參數值詳表 2-1)，此處以 LRB-A 為例說明各參數計算過程

$$\text{特性強度 } Q_d = 16.1t$$

$$\text{非彈性水平勁度 } K_d = 122t/m, \text{ 初始勁度 } K_u = 1592t/m$$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{16}{(1592 - 122)} = 0.01m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 1592 \times 0.01 = 15.92t$$

2、LRB-A 設計位移迭代計算

(1) 以第一組地震加速度歷時、結構 X 向為例，假設隔震器的設計位移  $D = 0.3m$ ，且在每個柱線下端皆裝置隔震器，故共需 24 個隔震器 ( $m=24$ )。

隔震系統 X 向之有效勁度  $k_{eff}$  及等效阻尼比  $\xi_e$  分別為

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{16.1 + 122(0.3)}{0.3} = 175.67t/m \text{ (隔震器 X 向及 Y}$$

向水平勁度)

$$K_{eff} = \sum_1^m k_{eff} = m k_{eff} = 24 \times 175.67 = 4216.08t/m$$

$$A_T = \sum_1^m E_D = m4Q_d(D - D_y) = 24 \times 4(16.1)(0.3 - 0.01) = 448.224$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{K_{eff} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{448.224}{4216.08 \times 0.3^2} \right] = 18.96\%$$

將  $k_{eff}$  及  $\xi_e$  放入 ETABS 分析程式中執行線性歷時分析，得隔

震層位移=0.265m

(2) 以  $D=0.265m$  重新進行上述的迭代計算，直到設計位移  $D$  收

斂為止。經數次迭代最後可得 X 向： $D=0.1275m$  Y 向：

$D=0.1230m$

$$k_{eff\ X} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{16.1 + 122(0.1275)}{0.1275} = 248.27t/m$$

$$k_{eff\ Y} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{16.1 + 122(0.1230)}{0.1230} = 252.89t/m$$

### 3、設計總位移及最大總位移

依照規範 3.4 節【23】設計位移的調整，隔震系統之設計總位移不得小於第 2.3.2 節 (2.2) 式  $D_T$  值之 90%，而最大總位移不可小於規範第 2.3.2 節 (2.3) 式  $D_{TM}$  值之 80%。以本案的案例計算：

$$T_{code} = 0.07h^{\frac{3}{4}} = 0.07 * (24.3)^{\frac{3}{4}} = 0.7709 \text{ sec}$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.4 * 0.7709, 1.447) = 1.079 \text{ sec}$$



$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{11046}{9.81 \times 5958.48}} = 2.730 \text{ sec}$$

$$T_{ey} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{11046}{9.81 \times 6069.36}} = 2.705 \text{ sec}$$

$$D'_x = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.1275}{\sqrt{1 + (1.079/2.73)^2}} = 0.1081m$$

$$D'_y = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.1230}{\sqrt{1 + (1.079/2.705)^2}} = 0.1040m$$

$$D_{Tx} = D' \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.1081 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.1081 \times 1.079 = 0.1166m$$

$$D_{Ty} = D' \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.1040 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.1040 \times 1.22 = 0.1269m$$

$$D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1166 = 0.1749m$$

$$D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1269 = 0.1904m$$

另隔震器之總位移需考量 100% 的主方向 + 30% 正交方向同時作用

(1) 當 5% 偏心在 Y 向，地震分別由 100% 的 X 向和 30% Y 向輸入

時可得 X 向

$$D_{TX} = \sqrt{(0.1275 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.1230)^2} \quad \text{OK!} \\ = 0.1327m > 0.1166 \times 0.9 = 0.1049$$

(2) 當 5% 偏心在 X 向，地震分別由 100% 的 Y 向和 30% X 向輸入

時可得 Y 向

$$D_{TY} = \sqrt{(0.1230 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.1275 \times 0.3)^2} \quad \text{OK!} \\ = 0.1288m > 0.1269 \times 0.9 = 0.1142$$

(3) X 向  $D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1327 = 0.1991 > 0.1749 \times 0.8 = 0.1399$  OK!

Y 向  $D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1288 = 0.1932 > 0.1904 \times 0.8 = 0.1523$  OK!

故得隔震系統設計總位移 X 向為 0.1327m、Y 向為 0.1288m；最大總位移 X 向為 0.1991cm、Y 向為 0.1932cm。靜力與歷時分析的位移比較表見表 2-34。

### (三) 總橫力之調整

依規範 3.5 節要求，如表 2-35 所示。

### (四) 隔震系統受地震力作用之動態反應

如表 2-36 所示。

## 第二節 設計範例（二）

### 一、結構及隔震系統

設計範例（二）結構，此棟建築為一二層 RC 建築之廠房（用途係數  $I=1.5$ ），座落於第一類地盤，地震一甲區內，上部結構系統為具結構牆之鋼筋混凝土抗彎矩構架，標準跨距為 9m，屬規則性結構。下部結構採用下列三種不同方案以作比較。

方案一為傳統梁柱系統，為對照組。

方案二為高阻尼橡膠支承墊隔震系統。

方案三為鉛心橡膠支承墊隔震系統。

各方案之平面如圖 2-1~2-5，隔震器裝設及放置位置，詳見圖 2-8。

方案一：傳統梁柱系統（ $f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ）

柱尺寸：70×70cm

大梁尺寸：30×70/30×60cm

小梁尺寸：30×50cm

地梁尺寸：90×150cm

筏基版：40cm

方案二、三：隔震系統 ( $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ )

柱尺寸：50×50cm

大梁尺寸：30×60/30×50cm

小梁尺寸：25×40cm

地梁尺寸：80×150cm

筏基版：40cm

本研究於範例分析中，各選用五種高阻尼橡膠支承墊、鉛心橡膠支承墊當作隔震系統來作分析比較，各系統之參數值如表 2-38 所示。

## 二、載重數據

各方案之各樓層載重如表 2-37 所示。

## 三、靜力分析

### (一) 方案一 傳統結構地震力計算

傳統結構地震力之計算依新頒布之建築物耐震規範（1988 年 5 月 1 日）規定，X 向及 Y 向之地震力如表 2-39 所示。

### (二) 方案二 橡膠支承墊隔震系統

1、橡膠支承墊之初步力學性質（參數值詳表 2-38）、此處以高阻

尼橡膠支承墊（HDR-A）為例說明各參數之計算過程

$$\text{特性強度 } Q_d = 6.6t \quad \sum Q_d = mQ_d = 24 \times 6.6 = 158.4 \cong 0.0487W_1$$

（ $W_1 = 3254.46t$ ，隔震系統以上建物總重）

非彈性水平勁度  $K_d = 80t/m$ ，初始勁度  $K_u = 269t/m$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{6.6}{(269 - 80)} = 0.035m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 269 \times 0.035 = 9.415t$$

## 2、HDR 設計位移迭代計算

(1) 如規範 2.16 節所示，假設隔震器的設計位移  $D = 0.3m$ ，每個

柱位下端皆裝設隔震器，共需 24 個隔震器（ $m = 24$ ）

第一次迭代計算

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{6.6 + 80 \times 0.3}{0.3} = 102t/m \quad (\text{隔震 X 向及 Y 向水平勁度})$$

$$K_{eff} = m \cdot k_{eff} = 24 \times 102 = 2448t/m$$

$$A_T = m \cdot E_D = 167.904, \quad \text{消能能力 } E_D = 4 \times Q_d \times (D - D_y)$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{K_{eff} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \times \left[ \frac{167.904}{2448 \times 0.3^2} \right] = 0.1214 = 12.14\%$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{3254.46}{9.81 \times 2448}} = 2.31 \text{sec}$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.433 \quad 1/\text{sec}$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.76$$

$$D = 0.25ZICC_D T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.433 \times 0.76 \times (2.31)^2 = 0.23 \text{m}$$

(2) 以  $D=0.23\text{m}$  重新進行上述迭代計算，直到設計位移  $D$  收斂為止。經數次迭代，最後可得：

$$D=0.172\text{m}$$

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{6.6 + 80 \times 0.172}{0.172} = 118.37 \text{t/m}$$

$$K_{eff} = mk_{eff} = 118.37 \times 24 = 2480.88 \text{t/m (隔震器 X 向及 Y 向水平勁度)}$$

$$k_{eff} = 118.37 \text{t/m}$$

$$\xi_e = 36.43\%$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{3254.46}{9.81 \times 2480.88}} = 2.296 \text{sec}$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.436 \quad 1/\text{sec}$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.596$$

$$D = 0.25ZICC_D T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.436 \times 0.596 \times (2.296)^2 = 0.170 \text{m}$$

### 3、設計總位移及最大總位移計算（照規範 2.3.2 節及 2.3.3 節）

已知本棟建築 X 方向尺度為 45.0m

Y 方向尺度為 27.0m

$$\begin{aligned} D_{TX} &= D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \\ &= 0.172 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right) \\ &= 0.172 \times 1.22 = 0.2098m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{TY} &= D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \\ &= 0.172 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right) \\ &= 0.172 \times 1.079 = 0.1856m \end{aligned}$$

$$D_T = \max\{D_{TX}, D_{TY}\} = 0.2098m$$

$$D_{TM} = 1.5D_T = 0.3147m$$

### 4、最小設計水平總橫力（規範 2.8 節）

（1）隔震系統及其下方之結構：

$$V_b = \frac{K_{eff} D}{0.8\alpha_y} = \frac{2480.88 \times 0.172}{0.8 \times 1.5} = 355.59t$$

（2）隔震系統系統上方之結構：

$$V_s = \frac{K_{eff} D}{1.2\alpha_y}$$

$$V_s = \frac{2480.88 \times 0.172}{1.2 \times 1.5} = 237.06t (\cong 0.0728W_1, W_1 = 3254.46t)$$

若以傳統方式設計，其地震力為 658.57t

(3) 依照『建築物風力條文草案』(1966 年 6 月) 計算 X 向風力  
為 105.0t，Y 向風力為 197.0t

(4) 隔震系統之降伏強度

$$mF_y = 24 \times 9.415 = 225.96$$

$$\frac{1.5mF_y}{\alpha_y} = 225.96$$

(5) 中度地震檢核

$$C = \frac{1.0}{T} = 0.385$$

$$\frac{ZIF_u}{3.5\alpha} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W_1 = \frac{0.33 \times 1.5 \times 1.6}{3.5 \times 1.5} \left( \frac{0.385}{1.6} \right)_m W_1 = 0.0363 W_1 = 118.14t$$

綜合第 (2) (3) (4) (5) 項得  $V_s = 237.06t$  (約為傳統結構設計力之 36%)

方案二高阻尼橡膠支承墊隔震系統於不同特性強度  $Q_d$  及非彈性水平勁度  $K_d$  之設計參數比較及設計地震力經整理後列於表



2-39，表中方案一為傳統基面（1F）之基底剪力，方案二為隔震層（B1層）之基底剪力。

### （三）垂直地震力

#### 1、方案一 傳統結構垂直地震力計算

$$V_z = \frac{Z_v I C_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

$$C_v = 2.75 \text{（樓版振動周期約 } 0.1 \text{ 秒）}$$

$$R = 3.0$$

$$R_a = 1 + \frac{R-1}{2} = 2.0$$

$$F_{uv} = \sqrt{2R_a - 1} = 1.732$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.5 \times 1.732} W = 0.294W$$

#### 2、方案二 高阻尼橡膠支承墊隔震系統

$$V_z = \frac{Z_v I C_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

垂直向周期計算：

$$\begin{aligned}\text{隔震結構垂直向周期 } T_v &= 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{K_z \times g}} = 2\pi \sqrt{\frac{3254.46}{30000 \times 24 \times 9.81}} \\ &= 0.135 \text{sec}\end{aligned}$$

假設隔震結構體垂直向周期大於樓版振動周期，則  $C_v = 2.75$

$$R^* = 3.0$$

$$R_{av}^* = 1 + \frac{R - 1}{5} = 1.4 \quad (\text{與耐震規範不同})$$

$$F_u = \sqrt{2R_{av}^* - 1} = 1.341$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.5 \times 1.341} W_1 = 0.332 W_1$$

#### 四、反應譜分析

##### (一) 分析模式

本研究案使用 ETABS V6.12 電腦程式進行反應譜動力分析，所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器之模擬則採用該程式之 Spring-isolator 1 模擬高阻尼橡膠支承墊之力學特性（本例各柱位下採用相同型式之隔震器）， $k_x$ 、 $k_y$  採用隔震器降伏後之有效勁度（ $k_{eff}$ ），HDR 垂直向彈簧（ $k_z$ ）以  $k_z = 30,000 \text{t/m}$ ，一般而言  $k_z$  值約為  $200 \sim 400 k_d$  值； $k_d$  為隔震墊非彈

性水平勁度。

隔震系統之等效阻尼，可以下式表示

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{k_{eff} \cdot D^2} \right] \quad (2.1)$$

其中  $A_T$ ， $k_{eff}$  代表隔震系統在設計位移下之遲滯迴圈面積及平均有效勁度。

至於個別隔震器的阻尼值可以下式表示

$$\xi_{jx} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jx}}{(k_{eff})_{jx} \cdot D_{jx}^2} \right] \quad (2.2)$$

$$\xi_{jy} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jy}}{(k_{eff})_{jy} \cdot D_{jy}^2} \right] \quad (2.3)$$

其中  $\xi_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在 X 方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在 X 方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在 X 方向的有效勁度

$D_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在 X 方向的設計位移

$\xi_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在 Y 方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在 Y 方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的有效勁度

$D_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的设计位移

## (二) 多震態反應譜之動力分析迭代計算及設計位移之調整

反應譜分析依規範 3.2, 3.3 節【23】以正規化彈性反應譜進行。調整係數採用  $Z I g$ ，另以  $C_D$  值修正，輸入不同阻尼的反應譜。現取高阻尼橡膠支承墊 (HDR-A) 作為計算範例。

### 迭代計算

由靜力分析計算求得隔震器之設計位移  $D=0.172m$

隔震器水平勁度  $K_x, K_y$  :  $k_{eff}=118.37t/m$

隔震器等效阻尼： $\xi_e=36.43\%$  帶入 ETABS 程式數次迭代分析得結果如下：

隔震系統位移  $X$  向  $=0.0786m$ ， $Y$  向  $=0.0754m$

$k_{eff_x}=114.62t/m$ ， $k_{eff_y}=114.62$   $\xi_{ex}=15.70\%$ ， $\xi_{ey}=15.70\%$

依照規範第 3.4 節【23】設計位移之調整，隔震系統之設計總位移不得小於規範第 2.3.2 節式 (2.2)  $D_T$  值之 90% 以下，而  $D$  值之計算可由規範第 3.5 節式 (3.2) 決定。以本案之案例計算：

$$T_{code} = 0.07h^{\frac{3}{4}} = 0.07 \times (9)^{\frac{3}{4}} = 0.3637 \text{ sec}$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.4 \times 0.3637, 0.517) = 0.5092 \text{ sec}$$

$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{3254.46}{9.81 \times 2750.88}} = 2.181 \text{ sec}$$

$$T_{ey} = 2.181 \text{ sec}$$

$$D'_x = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}} = \frac{0.172}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.5092}{2.181}\right)^2}} = 0.167 \text{ m}$$

$$D'_y = 0.167 \text{ m}$$

$$D_{Tx} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.167 \times 1.22 = 0.2037 \text{ m}$$

$$D_{Ty} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.167 \times 1.079 = 0.1802 \text{ m}$$

$$D_T = \max\{D_{Tx}, D_{Ty}\} = 0.2037 \text{ m}$$

$$\text{取最大值 } D_T = 0.2037 \text{ m}, D_{TM} = 1.5 D_T = 0.3056 \text{ m}$$

另隔震器之最大位移需考量 100 % 的主向+30%正交方向同時作用（規範第 3.7 節【23】）

$$\text{X 向 } D_T = \sqrt{(0.0786 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.0754)^2}$$

$$= 0.0825 < 0.9 D_T = 0.1833 \text{ 使用 } D_T = 0.2037 \text{ m}$$

其中 X 向位移=0.0786m；Y 向位移=0.0m（0°地震負偏心）

X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.0754m（該偏心之正交方向）

$$Y \text{ 向 } D_T = \sqrt{(0.0754 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.0786)^2}$$

$$= 0.0797 < 0.9D_T = 0.1833 \text{ 使用 } D_T = 0.2037\text{m}$$

其中 X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.0754m（0°地震負偏心）

X 向位移=0.0786m；Y 向位移=0.0m（該偏心之正交方向）

動力分析位移較小，仍以靜力分析決定  $D_T$  及  $D_{TM}$  之值。靜力與動力之位移比較表見 表 2-40~表 2-49。

### （三）總橫力之調整

隔震系統上方之總橫力，於規範 3.5 節【23】及表 2-39 依規範第 2.8.2 節式(2.11)計算知  $V_s=823.21\text{t}$ ，規範 3.5 節【23】要求規則性結構之最小設計總橫力不可低於規範第 2.8.2 節式(2.11)之 80%，亦不可低於 2.8.3 節之規定，及考慮安全係數之隔震器降伏強度。

就設計而言，因動力分析中隔震器的位移應與靜力計算之設計位移接近（相關規定可詳規範第 3.4 節【23】）。故此，上部結構之橫力即為各個隔震器在該位移時隔震器的內力（ $K_{eff}D$ ）的總和，以表 2-50~2-59 說明。

### （四）隔震系統受地震力作用之動態反應

詳見表 2-60~2-69 說明。

## 五、線性歷時分析

### (一) 分析模式

本案使用 ETABS V6.0 電腦程式進行線性歷時分析，所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器的模擬則採用該程式的 Spring-Isolater 1 模擬鉛心支承墊的力學性質(本例各柱位下採用相同形式的隔震器)。其分析流程類似於靜力分析的迭代方法。

4、假設隔震系統的設計位移( $D$ )。

5、依假設的隔震系統設計位移( $D$ )估算隔震系統的有效勁度( $k_{eff}$ )及等效阻尼比( $\xi_e$ )。

6、放入分析程式中執行線性歷時分析，若所得隔震層位移跟原先的隔震系統設計位移(步驟1)相等則可，否則以分析程式求得的隔震層位移重複步驟2、3直至收斂為止。

### (二) 線性歷時分析迭代計算及設計位移的調整

線性歷時分析所用地震加速度歷時依規範 3.8 節規定產生，調整係數採用  $ZI=0.33*1.5=0.495$ 。

1、鉛心橡膠支承墊力學性質(參數值詳表 2-38)，此處以 LRB-A 為例說明各參數計算過程

特性強度  $Q_d = 9.6t$

非彈性水平勁度  $K_d = 65.2t/m$ ，初始勁度  $K_u = 865t/m$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{9.6}{(865 - 65.2)} = 0.012m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 865 \times 0.012 = 10.38t$$

## 2、LRB-A 設計位移迭代計算

(1) 以第一組地震加速度歷時、結構 X 向為例，假設隔震器的設計位移  $D = 0.3m$ ，且在每個柱線下端皆裝置隔震器，故共需 24 個隔震器 ( $m=24$ )。

隔震系統 X 向之有效勁度  $k_{eff}$  及等效阻尼比  $\xi_e$  分別為

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{9.6 + 65.2(0.3)}{0.3} = 95.53t/m \quad (\text{隔震器 X 向及 Y$$

向水平勁度)

$$K_{eff} = \sum_1^m k_{eff} = m k_{eff} = 24 \times 95.53 = 2292.72t/m$$

$$A_T = \sum_1^m E_D = m Q_d (D - D_y) = 24 \times 4(9.6)(0.3 - 0.012) = 251.60$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{K_{eff} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{251.60}{2292.72 \times 0.3^2} \right] = 19.42\%$$

將  $k_{eff}$  及  $\xi_e$  放入 ETABS 分析程式中執行線性歷時分析，得隔



震層位移=0.1774m

(2) 以  $D=0.1774\text{m}$  重新進行上述的迭代計算，直到設計位移  $D$  收

斂為止。經數次迭代最後可得  $X$  向： $D=0.1020\text{m}$   $Y$  向：

$D=0.098\text{m}$

$$k_{eff\ X} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{9.6 + 65.2(0.1020)}{0.1020} = 159.32\text{t/m}$$

$$k_{eff\ Y} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{9.6 + 65.2(0.098)}{0.098} = 163.16\text{t/m}$$

### 3、設計總位移及最大總位移

依照規範 3.4 節【23】設計位移的調整，隔震系統之設計總位移不得小於第 2.3.2 節 (2.2) 式  $D_T$  值之 90%，而最大總位移不可小於規範第 2.3.2 節 (2.3) 式  $D_{TM}$  值之 80%。以本案的案例計算：

$$T_{code} = 0.07h^{\frac{3}{4}} = 0.07 * (9)^{\frac{3}{4}} = 0.364\text{sec}$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.4 * 0.364, 1.447) = 0.5096\text{sec}$$

$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{3254.46}{9.81 \times 3823.68}} = 1.850\text{sec}$$

$$T_{ey} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{3254.46}{9.81 \times 3915.84}} = 1.828\text{sec}$$

$$D'_X = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.1020}{\sqrt{1 + (0.5096/1.850)^2}} = 0.0984\text{m}$$

$$D_Y = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.098}{\sqrt{1 + (0.5096/1.838)^2}} = 0.0867m$$

$$D_{TX} = D \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.0984 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.0984 \times 1.079 = 0.1062m$$

$$D_{TY} = D \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.0867 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.0867 \times 1.22 = 0.1058m$$

$$D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1062 = 0.1593m$$

$$D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1058 = 0.1587m$$

另隔震器之總位移需考量 100%的主方向+30%正交方向同時作用

(1) 當 5%偏心在 Y 向，地震分別由 100%的 X 向和 30%Y 向輸入

時可得 X 向

$$D_{TX} = \sqrt{(0.1020 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.098)^2} \text{ OK!}$$

$$= 0.1061m > 0.1062 \times 0.9 = 0.0956$$

(2) 當 5%偏心在 X 向，地震分別由 100%的 Y 向和 30%X 向輸入

時可得 Y 向

$$D_{Ty} = \sqrt{(0.098 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.1020 \times 0.3)^2} \quad \text{OK!}$$

$$= 0.1027\text{m} > 0.1058 \times 0.9 = 0.09522$$

(3) X 向  $D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1061 = 0.1592 > 0.1593 \times 0.8 = 0.1274$  OK!

Y 向  $D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1027 = 0.1541 > 0.1587 \times 0.8 = 0.1270$  OK!

故得隔震系統設計總位移 X 向為 0.1061m、Y 向為 0.1027m；最大總位移 X 向為 0.1592cm、Y 向為 0.1541cm。靜力與歷時分析的位移比較表見表 2-70。

### (三) 總橫力之調整

依規範 3.5 節要求，如表 2-71 所示。

### (四) 隔震系統受地震力作用之動態反應

如表 2-72 所示。

### 第三章 隔震鋼構造建築結構之設計範例

#### 第一節 設計範例（一）

##### 一、結構及隔震系統

採用文獻【23】中之試作案例為本研究之設計範例(一)結構，此棟建築為一鋼構造建築之區域醫院，地上有六層，地下有一層，座落於第一類地盤，地震一甲區內，上部結構系統為鋼構造韌性抗彎構架 (SMRF)，屬規則性結構。RF~1F 採純鋼骨與 Metal deck；B1 與基礎採用混凝土結構，地下室外牆分二部分，構架內為乾式外牆，構架為 40cm 混凝土牆與擋土結構結合，構架內外牆間距 35cm。下部結構採用下列三種不同方案以作比較。

方案一為傳統梁柱系統，為一對照組。

方案二為高阻尼橡膠支承墊隔震系統。

方案三為鉛心橡膠支承墊隔震系統。

各方案之平面及立面圖，詳見圖 3-1~3-6。

柱梁版牆尺寸分別為：

1、柱：箱型鋼柱  $500 \times 500 \times 25 \times 25$ ，採用 CNS SN490C ( $f_y \geq 3300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ )。

第一節鋼柱 (B1F~2F)；第二節鋼柱 (3F~6F)。

## 2、大梁

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
RF~1F	B1	H600×300×12×22	CNS SN490B ( $f_y \geq 3300 \text{ kg/cm}^2$ )
	B2	H600×300×12×28	
	G1,G2	H600×300×12×22	
B1F	TFB1,TFB2 TFG1,TFG2	600×800	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
基礎層	BFB1,BFB2 BFG1,BFG2	600×1500	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

## 3、小梁

樓層	編號	桿件尺寸 (mm)	材料
RF~1F	G1	RH500×200×10×16	CNS SN400A ( $f_y \geq 2400 \text{ kg/cm}^2$ )
6F~2F	G1	RH450×200×9×14	
B1F	TFg1	400×800	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
基礎層	BFg1	400×1500	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

## 4、樓板

(1) RF~2F      ALK-75(h)×0.8mm(t)      (t=16cm)       $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

(2) 1F      ALK-75(h)×0.8mm(t)      (t=16cm)       $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

(3) B1F	t=20mm	混凝土樓板	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
(4) 基礎板	t=40mm	混凝土樓板	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

## 5、牆

- (1) 內牆採輕隔間
- (2) 外牆採預鑄 PC Curtain wall
- (3) 地下室外牆（構架內）採乾式預鑄外牆
- (4) 屋頂層：女兒牆高度 1.2M

本研究於範例分析中，各選用五種鉛心橡膠支承墊、高阻尼當作隔震系統來作分析比較，各系統之參數值如表 3-2 所示。

## 二、載重數據

各方案之各樓層載重如表 3-1 所示。

## 三、靜力分析

### 1、方案一 傳統結構地震力計算

傳統結構地震力之計算依新頒布之建築物耐震規範（1988 年 5 月 1 日）規定，計算如下：

$$Z = 0.33 \text{ (地震一甲區)}$$

$$I = 1.5 \text{ (區域醫院)}$$

$$T = 0.07 h_n^{\frac{3}{4}} = 0.07 \times 28.1^{\frac{3}{4}} = 0.854$$

$$C = \frac{1.2}{T^{\frac{2}{3}}} = 1.33$$

$$\alpha_y = 1.2$$

$$R = 4.8$$

$$F_u = R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0} = 2.9$$

$$V_{code} = \frac{ZIC}{1.4\alpha_y F_u} W = 0.135W = 898.35t$$

## 2、方案二 橡膠支承墊隔震系統

(1) 橡膠支承墊之初步力學性質 (參數比較詳表 2-1)、此處以高阻尼

橡膠支承墊(HDR-A)為例說明各參數之計算過程

$$\text{特性強度 } Q_d = 15t \quad \sum Q_d = mQ_d = 24 \times 15 = 360 \cong 0.0541W_1$$

( $W_1 = 6654.48t$ ，隔震系統以上建物總重)

非彈性水平勁度  $K_d = 188t/m$ ，初始勁度  $K_u = 631t/m$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{15}{(631 - 188)} = 0.033m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 631 \times 0.033 = 20.823t$$

## (2) HDR 設計位移迭代計算

A、如規範 2.16 節所示，假設隔震器的設計位移  $D=0.3\text{m}$ ，每個柱位下端皆裝設隔震器，共需 24 個隔震器 ( $m=24$ )

第一次迭代計算

$$k_{\text{eff}} = \frac{F}{D} = \frac{15 + 188 \times 0.3}{0.3} = 238\text{t/m} \quad (\text{隔震 X 向及 Y 向水平勁度})$$

$$k_{\text{eff}} = \frac{F}{D} = \frac{15 + 188 \times 0.3}{0.3} = 238\text{t/m} \quad (\text{隔震 X 向及 Y 向水平勁度})$$

$$K_{\text{eff}} = m \cdot k_{\text{eff}} = 24 \times 238 = 5712\text{t/m}$$

$$A_r = m \cdot E_D = 384.48, \text{ 消能能力 } E_D = 4 \times Q_d \times (D - D_y)$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_r}{k_{\text{eff}} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \times \left[ \frac{384.48}{5712 \times 0.3^2} \right] = 0.1190 = 11.9\%$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{g k_{\text{eff}}}} = 2\pi \sqrt{\frac{6654.48}{9.81 \times 5712}} = 2.164 \text{ sec}$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.462 \quad 1/\text{sec}$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.76$$



$$D = 0.25ZICC_b T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.462 \times 0.76 \times (2.164)^2 = 0.203m$$

B、以  $D=0.203m$  重新進行上述迭代計算，直到設計位移  $D$  收斂為止。經數次迭代，最後可得：

$$D=0.1751m$$

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{15 + 188 \times 0.1751}{0.1751} = 273.65t/m$$

$$K_{eff} = mk_{eff} = 273.65 \times 24 = 6567.6t/m \text{ (隔震器 X 向及 Y 向水平勁度)}$$

$$k_{eff} = 273.65t/m$$

$$\xi_e = 16.17\%$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{6654.48}{9.81 \times 6567.6}} = 2.018sec$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.496 \quad 1/sec$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.701$$

$$D = 0.25ZICC_b T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.496 \times 0.701 \times (2.018)^2 = 0.1752m$$

(3) 設計總位移及最大總位移計算 (照規範 2.3.2 節及 2.3.3 節)

已知本棟建築 X 方向尺度為 45.0m

Y 方向尺度為 27.0m

$$\begin{aligned}
 D_{TX} &= D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \\
 &= 0.1751 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right) \\
 &= 0.1751 \times 1.22 = 0.2136m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_{TY} &= D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \\
 &= 0.1751 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right) \\
 &= 0.1751 \times 1.079 = 0.1889m
 \end{aligned}$$

$$D_T = \max\{D_{TX}, D_{TY}\} = 0.2136m$$

$$D_{TM} = 1.5D_T = 0.3204m$$

#### (4) 最小設計水平總橫力（規範 2.8 節）

A、隔震系統及其下方之結構：

$$V_b = \frac{K_{eff} D}{0.8\alpha_y} = \frac{6567.6 \times 0.1751}{0.8 \times 1.2} = 1197.9t$$

B、隔震系統上方之結構：

$$V_s = \frac{K_{eff} D}{1.2\alpha_y}$$

$$V_s = \frac{6567.6 \times 0.1751}{1.2 \times 1.2} = 798.60t (\cong 0.12W_1, W_1 = 6654.48t)$$

若以傳統方式設計，其地震力為 898.35t

C、依照『建築物風力條文草案』(1966 年 6 月)計算 X 向風力為 105.0t，Y 向風力為 197.0t

D、隔震系統之降伏強度

$$mF_y = 24 \times 20.823 = 499.752$$

$$\frac{1.5mF_y}{\alpha_y} = 624.69$$

E、中度地震檢核

$$C = \frac{1.0}{T} = 0.385$$

$$\frac{ZIF_u}{3.5\alpha} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W_1 = \frac{0.33 \times 1.5 \times 1.6}{3.5 \times 1.2} \left( \frac{0.385}{1.6} \right)_m W_1 = 0.04538 W_1 = 301.98$$

綜合第 (2)、(3)、(4)、(5) 項得  $V_s = 798.60t$  (約為傳統結構設計力之 88.9%)。

方案二高阻尼橡膠支承墊隔震系統於不同特性強度  $Q_d$  及非彈性水平勁度  $K_d$  之設計參數比較及設計地震力經整理後列於表 3-2，表中方案一為傳統基面(1F)之基底剪力，方案二為隔震層(B1 層)之基底剪力。

### 3、垂直地震力

A、方案一 傳統結構垂直地震力計算

$$V_z = \frac{Z_v IC_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

$$C_v = 2.75 \text{ (假設樓版振動周期介於 } 0.1 \text{ 秒至 } 0.288 \text{ 秒)}$$

$$R = 4.8$$

$$R_a = 1 + \frac{R-1}{2} = 2.9$$

$$F_{uv} = \sqrt{2R_a - 1} = 2.191$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.2 \times 2.191} W = 0.2465W$$

B、方案二 高阻尼橡膠支承墊隔震系統

$$V_z = \frac{Z_v IC_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

垂直向周期計算：

$$\begin{aligned} \text{隔震結構垂直向周期 } T_v &= 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{K_z \times g}} = 2\pi \sqrt{\frac{6654.48}{30000 \times 24 \times 9.81}} \\ &= 0.0307 \text{ sec} \end{aligned}$$

假設隔震結構體垂直向周期大於樓版振動周期，則  $C_v = 2.75$

$$R^* = 4.8$$

$$R_{av}^* = 1 + \frac{R^* - 1}{5} = 1.76 \text{ (與耐震規範不同)}$$

$$F_u = \sqrt{2R_{av}^* - 1} = 1.587$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.2 \times 1.587} W_1 = 0.3404 W_1$$

#### 四、反應譜分析

##### 1、分析模式

本研究案使用 ETABS V6.12 電腦程式進行反應譜動力分析，所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器之模擬則採用該程式之 Spring-isolator 1 模擬高阻尼橡膠支承墊之力學特性（本例各柱位下採用相同型式之隔震器）， $k_x$ 、 $k_y$  採用隔震器降伏後之有效勁度（ $k_{eff}$ ），HDR 垂直向彈簧（ $k_z$ ）以  $k_z = 30,000 \text{ t/m}$ ，一般而言  $k_z$  值約為  $200 \sim 400 k_d$  值。

隔震系統之等效阻尼，可以下式表示

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{K_{eff} \cdot D^2} \right] \quad (3.1)$$

其中  $A_T$ ,  $K_{eff}$  代表隔震系統在設計位移下之遲滯迴圈面積及平均有效勁度。

至於個別隔震器的阻尼值可以下式表示

$$\xi_{jx} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jx}}{(k_{eff})_{jx} \cdot D_{jx}^2} \right] \quad (3.2)$$

$$\xi_{jy} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jy}}{(k_{eff})_{jy} \cdot D_{jy}^2} \right] \quad (3.3)$$

其中  $\xi_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的有效勁度

$D_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的设计位移

$\xi_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的有效勁度

$D_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的设计位移

## 2、多震態反應譜之動力分析迭代計算及設計位移之調整

反應譜分析依規範 3.2, 3.3 節【23】以正規化彈性反應譜進行。

調整係數採用  $Z I g$ ，另以  $C_D$  值修正，輸入不同阻尼的反應譜。現取高阻尼橡膠支承墊 (HDR-A) 作為計算範例。

(1) 第一次迭代計算

由靜力分析計算求得隔震器之設計位移  $D=0.1751\text{m}$

隔震器水平勁度  $K_x, K_y$  :  $k_{eff}=273.65\text{t/m}$

隔震器等效阻尼 :  $\xi_e=16.17\%$

動力分析之結果如下：

隔震系統位移，即本案之 B1 樓版剛心位移(因本案為一規則結構，剛心位置恰為質心位置，故直接取質心位置值而不在轉換) X 向為  $0.1514\text{cm}$ ，Y 向為  $0.1489\text{cm}$

(2) 第二次迭代計算

假設設計位移  $D_x=0.145\text{m}$ ， $D_y=0.142\text{m}$

隔震器水平勁度  $(k_{eff})_x=291.4483\text{ t/m}$  ;  $(k_{eff})_y=293.63\text{t/m}$

隔震器等效阻尼 :  $(\xi_e)_x=17.05\%$  ;  $(\xi_e)_y=17.58\%$

動力分析之結果如下：

隔震系統位移 X 向= $0.1437\text{cm}$ ，Y 向= $0.1406\text{cm}$

### (3) 第三次迭代計算

假設設計位移  $D_x=0.1437\text{m}$  ,  $D_y=0.1406\text{m}$

隔震器水平勁度  $(k_{eff})_x=292.38\text{ t/m}$  ;  $(k_{eff})_y=294.69\text{ t/m}$

隔震器等效阻尼 :  $(\xi_e)_x=17.51\%$  ;  $(\xi_e)_y=17.23\%$

動力分析之結果如下：

隔震系統位移 X 向=0.1433cm , Y 向=0.1408cm(迭帶完成)

依照規範第 3.4 節【23】設計位移之調整，隔震系統之設計總位移不得小於式(2.2)  $D_T$  值之 90 % 以下，而  $D$  值之計算可由式(3.2)

決定。以本案之案例計算：

$$T_{code} = 0.085h^{\frac{3}{4}} = 0.085 \times (28)^{\frac{3}{4}} = 1.0346\text{ sec}$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.0346, 1.551) = 1.0346\text{ sec}$$

$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{6654.48}{9.81 \times 7017.12}} = 1.953\text{ sec}$$

$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{6654.48}{9.81 \times 7072.56}} = 1.945\text{ sec}$$

$$D'_x = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}} = \frac{0.1751}{\sqrt{1 + \left(\frac{1.0364}{1.953}\right)^2}} = 0.155\text{ m}$$



$$D'_Y = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}} = \frac{0.1751}{\sqrt{1 + \left(\frac{1.0346}{1.945}\right)^2}} = 0.155m$$

$$D_{TX} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.155 \times 1.22 = 0.1891m$$

$$D_{TY} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.155 \times 1.079 = 0.1672m$$

$$D_T = \max\{D_{TX}, D_{TY}\} = 0.1891m$$

$$\text{取最大值 } D_T = 0.1891m, D_{TM} = 1.5 D_T = 0.2837m$$

另隔震器之最大位移需考量 100 % 的主向+30%正交方向同時作用(規範第 3.7 節【23】)

$$\text{X 向 } D_T = \sqrt{(0.1433 + 0.3 \times 0)^2 + (0.0 + 0.3 \times 0.1408)^2}$$

$$= 0.1494 < 0.1891 \times 0.9 = 0.17019 \text{ 使用 } D_T = 0.1891m$$

其中 X 向位移=0.1433m；Y 向位移=0.0m (0°地震負偏心)

X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.1408m (該偏心之正交方向)

$$\text{Y 向 } D_T = \sqrt{(0.1408 + 0.3 \times 0)^2 + (0.0 + 0.3 \times 0.1433)^2}$$

$$= 0.1472 < 0.1891 \times 0.9 = 0.1709 \text{ 使用 } D_T = 0.1891m$$

其中 X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.1408m (0°地震負偏心)

X 向位移=0.1433m；Y 向位移=0.0m (該偏心之正交方向)

動力分析位移較小，仍以靜力分析決定  $D_T$  及  $D_{TM}$  之值。靜力與動力之位移比較表見 表 3-3~表 3-12。

### 3、總橫力之調整

動力分析地震輸入角度：X 向地震  $\rightarrow \theta=0^\circ$ ；Y 向地震  $\rightarrow \theta=90^\circ$ 。

動力分析時質心位置同時求得最大位移時 4 個位置。

A、隔震系統上下方結構元件設計橫力調整見表 3-13~3-22。

B、隔震系統上方結構設計橫力調整見表 3-23~3-32。

### 4、層間相對側向位移角

層間相對側向位移角見表 3-33~3-42。

## 五、線性歷時分析

### (一) 分析模式

本案使用 ETABS V6.0 電腦程式進行線性歷時分析，所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器的模擬則採用該程式的 Spring-Isolator 1 模擬鉛心支承墊的力學性質(本例各柱位下採用相同形式的隔震器)。其分析流程類似於靜力分析的迭代方法。

#### 1、假設隔震系統的設計位移( $D$ )。

2、依假設的隔震系統設計位移( $D$ )估算隔震系統的有效勁度( $k_{eff}$ )及等效阻尼比( $\xi_e$ )。

3、放入分析程式中執行線性歷時分析，若所得隔震層位移跟原先的隔震系統設計位移（步驟 a.）相等則可，否則以分析程式求得的隔震層位移重複步驟 2、3 直至收斂為止。

## （二）線性歷時分析迭代計算及設計位移的調整

線性歷時分析所用地震加速度歷時依規範 3.8 節規定產生，。調整係數採用  $ZI=0.33*1.5=0.495$ 。

1、鉛心橡膠支承墊力學性質(參數值詳表 2-1)，此處以 LRB-A 為例說明各參數計算過程

特性強度  $Q_d = 16.1t$

非彈性水平勁度  $K_d = 122t/m$ ，初始勁度  $K_u = 1592t/m$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{16}{(1592 - 122)} = 0.01m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 1592 \times 0.01 = 15.92t$$

## 2、LRB 設計位移迭代計算

(1) 以第一組地震加速度歷時、結構 X 向為例，假設隔震器的設計位移  $D = 0.3m$ ，且在每個柱線下端皆裝置隔震器，故共需 24

個隔震器( $m=24$ )。

隔震系統 X 向之有效勁度  $k_{eff}$  及等效阻尼比  $\xi_e$  分別為

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{16.1 + 122(0.3)}{0.3} = 175.67 \text{ tf/m (隔震器 X}$$

向及 Y 向水平勁度)

$$K_{eff} = \sum_1^m k_{eff} = m k_{eff} = 24 \times 175.67 = 4216.08 \text{ tf/m}$$

$$A_T = \sum_1^m E_D = m 4 Q_d (D - D_y) = 24 \times 4(16.1)(0.3 - 0.01) = 448.224$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{K_{eff} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{448.224}{4216.08 \times 0.3^2} \right] = 18.96\%$$

將  $k_{eff}$  及  $\xi_e$  放入 ETABS 分析程式中執行線性歷時分析，得隔震層位移=0.1881m

(2) 以  $D=0.1881\text{m}$  重新進行上述的迭代計算，直到設計位移  $D$  收

斂為止。經數次迭代最後可得 X 向： $D=0.1145\text{m}$  Y 向：

$D=0.1170\text{m}$

$$k_{eff X} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{16.1 + 122(0.1145)}{0.1145} = 262.61 \text{ t/m}$$

$$k_{eff Y} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{16.1 + 122(0.1170)}{0.1170} = 259.61 \text{ t/m}$$

### 3、設計總位移及最大總位移

依照規範 3.4 節設計位移的調整，隔震系統之設計總位移不

得小於 (2.2) 式  $D_T$  值之 90%，而最大總位移不可小於 (2.3) 式

$D_{TM}$  值之 80%。以本案的案例計算：

$$T_{code} = 0.07h^{\frac{3}{4}} = 0.07 * (24.3)^{\frac{3}{4}} = 0.7709 \text{ sec}$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.4 * 0.7709, 1.447) = 1.0793 \text{ sec}$$

$$T_{eX} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{6654.48}{9.81 \times 6302.64}} = 2.06 \text{ sec}$$

$$T_{eY} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{6654.48}{9.81 \times 6230.64}} = 2.07 \text{ sec}$$

$$D'_X = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.1145}{\sqrt{1 + (1.079/2.06)^2}} = 0.1014m$$

$$D'_Y = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.1170}{\sqrt{1 + (1.079/2.07)^2}} = 0.1037m$$

$$D_{TX} = D' \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.1041 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.1041 \times 1.079 = 0.1123m$$

$$D_{TY} = D' \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.1037 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.1037 \times 1.22 = 0.1265m$$

$$D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1123 = 0.1685m$$

$$D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1265 = 0.1898m$$

另隔震器之總位移需考量 100%的主方向+30%正交方向同時作用

- (1) 當 5%偏心在 Y 向，地震分別由 100%的 X 向和 30%Y 向輸入時可得 X 向

$$D_T = \sqrt{(0.1145 + 0.3 \times 0)^2 + (0.3 \times 0.1170)^2} \quad \text{OK}$$

$$= 0.1198m > 0.1123 \times 0.9 = 0.1011m$$

- (2) 當 5%偏心在 X 向，地震分別由 100%的 Y 向和 30%X 向輸入時可得 Y 向

$$D_T = \sqrt{(0.1170 + 0.3 \times 0)^2 + (0.1145 \times 0.3)^2} \quad \text{OK}$$

$$= 0.1219m > 0.1265 \times 0.9 = 0.1139m$$

- (3) X 向  $D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1198 = 0.1797m > 0.1685 \times 0.8 = 0.1340m \quad \text{OK!}$

$$Y \text{ 向 } D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.1219 = 0.1829m > 0.1898 \times 0.8 = 0.1708m \quad \text{OK!}$$

故得隔震系統設計總位移 X 向為 0.1198m、Y 向為 0.1219m；最大總位移 X 向為 0.1797cm、Y 向為 0.1829cm。靜力與歷時分析的位移比較表見表 3-43。

### (三) 總橫力之調整

依規範 3.5 節要求，如表 3-44 所示。

#### (四) 隔震系統受地震力作用之動態反應

如表 3-45 所示。

### 第二節 設計範例(二)

#### 一、結構及隔震系統

設計範例(二)結構，此棟建築為一二層鋼構建築之廠房（用途係數  $I=1.5$ ），座落於第一類地盤，地震一甲區內，上部結構系統為具結構牆之鋼筋混凝土抗彎矩構架，標準跨距為 9m，屬規則性結構。下部結構採用下列三種不同方案以作比較。

方案一為傳統梁柱系統，為對照組。

方案二為高阻尼橡膠支承墊隔震系統。

方案三為鉛心橡膠支承墊隔震系統。

各方案之平面如圖 3-1~3-4 所示

方案一：傳統梁柱系統（ $f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$ ）

柱尺寸：70×70cm

大梁尺寸：30×70/30×60cm

小梁尺寸：30×50cm

地梁尺寸：90×150cm

筏基版：40cm

方案二、三：隔震系統 ( $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ )

柱尺寸：50×50cm

大梁尺寸：30×60/30×50cm

小梁尺寸：25×40cm

地梁尺寸：80×150cm

筏基版：40cm

本研究於範例分析中，各選用五種高阻尼橡膠支承墊、鉛心橡膠支承墊當作隔震系統來作分析比較，各系統之參數值如表 3-47 所示。

## 二、載重數據

各方案之各樓層載重如表 3-46 所示。

## 三、靜力分析

### (一) 方案一 傳統結構地震力計算



傳統結構地震力之計算依新頒佈之建築物耐震規範（1988 年 5 月 1 日）規定，X 向及 Y 向之地震力如表 3-48 所示。

## （二）方案二 橡膠支承墊隔震系統

1、橡膠支承墊之初步力學性質（參數值詳表 3-47）、此處以高阻尼橡膠支承墊（HDR-A）為例說明各參數之計算過程

$$\text{特性強度 } Q_d = 7.7t \sum Q_d = mQ_d = 24 \times 7.7 = 184.8 \cong 0.11468W_1$$

（ $W_1 = 1611.44t$ ，隔震系統以上建物總重）

非彈性水平勁度  $K_d = 93t/m$ ，初始勁度  $K_u = 312t/m$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{7.7}{(312 - 93)} = 0.035m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 312 \times 0.035 = 10.92t$$

## 2、HDR 設計位移迭代計算

（1）如規範 2.16 節所示，假設隔震器的設計位移  $D=0.3m$ ，每個

柱位下端皆裝設隔震器，共需 24 個隔震器（ $m=24$ ）

第一次迭代計算

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{7.7 + 93 \times 0.3}{0.3} = 118.67t/m \text{（隔震 X 向及 Y 向水平勁度）}$$

$$K_{eff} = m \cdot k_{eff} = 24 \times 118.67 = 2848.1t/m$$

$$A_T = m \cdot E_D = 195.89, \text{ 消能能力 } E_D = 4 \times Q_d \times (D - D_y)$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{K_{eff} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \times \left[ \frac{195.89}{2848 \times 0.3^2} \right] = 0.1217 = 12.17\%$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1611.44}{9.81 \times 2848}} = 1.508 \text{ sec}$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.663 \quad 1/\text{sec}$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.756$$

$$D = 0.25 Z I C C_D T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.663 \times 0.756 \times (1.508)^2 = 0.141 \text{ m}$$

(2) 以  $D=0.141\text{m}$  重新進行上述迭代計算，直到設計位移  $D$  收斂為止。經數次迭代，最後可得：

$$D=0.107\text{m}$$

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{7.7 + 93 \times 0.107}{0.107} = 164.96 \text{ t/m}$$

$$K_{eff} = m k_{eff} = 164.96 \times 24 = 3959.04 \text{ t/m (隔震器 X 向及 Y 向水平勁度)}$$

$$k_{eff} = 164.96 \text{ t/m}$$

$$\xi_e = 18.68\%$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1611.44}{9.81 \times 3959.04}} = 1.279 \text{ sec}$$

$$C = \frac{1.0}{T_e} = 0.782 \quad 1/\text{sec}$$

$$C_D = \frac{1.5}{40\xi_e + 1} + 0.5 = 0.677$$

$$D = 0.25ZIC_D T_e^2 = 0.25 \times 0.33 \times 1.5 \times 0.782 \times 0.677 \times (1.279)^2 = 0.107m$$

3、設計總位移及最大總位移計算（照規範 2.3.2 節及 2.3.3 節）

已知本棟建築 X 方向尺度為 45.0m

Y 方向尺度為 27.0m

$$\begin{aligned} D_{TX} &= D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \\ &= 0.107 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right) \\ &= 0.107 \times 1.22 = 0.1305m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{TY} &= D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \\ &= 0.107 \times \left( 1 + 22.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2} \right) \\ &= 0.107 \times 1.079 = 0.1155m \end{aligned}$$

$$D_T = \max\{D_{TX}, D_{TY}\} = 0.1305m$$

$$D_{TM} = 1.5D_T = 0.1958m$$

4、最小設計水平總橫力（規範 2.8 節）

(1) 隔震系統及其下方之結構:

$$V_b = \frac{K_{eff} D}{0.8\alpha_y} = \frac{3959.04 \times 0.107}{0.8 \times 1.5} = 353.01t$$

(2) 隔震系統上方之結構:

$$V_s = \frac{K_{eff} D}{1.2\alpha_y}$$

$$V_s = \frac{3959.04 \times 0.107}{1.2 \times 1.2} = 294.17t (\cong 0.1826W_1, W_1 = 1611.44t)$$

若以傳統方式設計，其地震力為 376.56t

(3) 依照『建築物風力條文草案』(1966 年 6 月) 計算 X 向風力

為 105.0t，Y 向風力為 197.0t

(4) 隔震系統之降伏強度

$$\frac{1.5mF_y}{\alpha_y} = 263.84t$$

(5) 中度地震檢核

$$C = \frac{1.0}{T} = 0.385$$

$$\frac{ZIF_u}{3.5\alpha} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W_1 = \frac{0.33 \times 1.5 \times 1.6}{3.5 \times 1.2} \left( \frac{0.385}{1.6} \right)_m W_1 = 0.0454 W_1 = 1611.44t$$

綜合第 (2) (3) (4) (5) 項得  $V_s = 294.17t$  (約為傳統結構設

計力之 78.12%)

方案二高阻尼橡膠支承墊隔震系統於不同特性強度 $Q_d$ 及非彈性水平勁度 $K_d$ 之設計參數比較及設計地震力經整理後列於表 3-48，表中方案一為傳統基面(1F)之基底剪力，方案二為隔震層(B1層)之基底剪力。

### (三) 垂直地震力

#### 1、方案一 傳統結構垂直地震力計算

$$V_z = \frac{Z_v IC_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

$$C_v = 2.75 \text{ (樓版振動周期約 } 0.1 \text{ 秒)}$$

$$R = 4.8$$

$$R_a = 1 + \frac{R-1}{2} = 2.9$$

$$F_{uv} = \sqrt{2R_a - 1} = 2.191$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.2 \times 2.191} W = 0.24654W$$

#### 2、方案二 高阻尼橡膠支承墊隔震系統

$$V_z = \frac{Z_v I C_v W}{1.4 \alpha_y F_u}$$

$$\text{式中 } Z_v = \frac{2}{3} Z = 0.22$$

垂直向周期計算：

$$\begin{aligned} \text{隔震結構垂直向周期 } T_v &= 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{K_z \times g}} = 2\pi \sqrt{\frac{1611.44}{30000 \times 24 \times 9.81}} \\ &= 0.09486 \text{sec} \end{aligned}$$

假設隔震結構體垂直向周期大於樓版振動周期，則  $C_v = 2.75$

$$R^* = 4.8$$

$$R_{av}^* = 1 + \frac{R^* - 1}{5} = 1.76 \quad (\text{與耐震規範不同})$$

$$F_u = \sqrt{2R_{av}^* - 1} = 1.587$$

$$\text{因此 } V_z = \frac{0.22 \times 1.5 \times 2.75}{1.4 \times 1.2 \times 1.587} W_1 = 0.3404 W_1$$

#### 四、反應譜分析

##### (一) 分析模式

本研究案使用 ETABS V6.12 電腦程式進行反應譜動力分析，

所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器之模

擬則採用該程式之 Spring-isolator 1 模擬高阻尼橡膠支承墊之力學特性（本例各柱位下採用相同型式之隔震器）， $k_x$ 、 $k_y$  採用隔震器降伏後之有效勁度（ $k_{eff}$ ），HDR 垂直向彈簧（ $k_z$ ）以  $k_z=30,000\text{t/m}$ ，一般而言  $k_z$  值約為  $200\sim 400k_d$  值； $k_d$  為隔震墊非彈性水平勁度。

隔震系統之等效阻尼，可以下式表示

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_T}{k_{eff} \cdot D^2} \right] \quad (3.4)$$

其中  $A_T$ ， $k_{eff}$  代表隔震系統在設計位移下之遲滯迴圈面積及平均有效勁度。

至於個別隔震器的阻尼值可以下式表示

$$\xi_{jx} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jx}}{(k_{eff})_{jx} \cdot D_{jx}^2} \right] \quad (3.5)$$

$$\xi_{jx} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{(A_T)_{jx}}{(k_{eff})_{jx} \cdot D_{jx}^2} \right] \quad (3.6)$$

其中  $\xi_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的有效勁度

$D_{jx}$  為第  $j$  個隔震器在  $X$  方向的設計位移

$\xi_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的等效阻尼值

$(A_T)_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的遲滯迴圈面積

$(K_{eff})_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的有效勁度

$D_{jy}$  為第  $j$  個隔震器在  $Y$  方向的設計位移

## (二) 多震態反應譜之動力分析迭帶計算及設計位移之調整

反應譜分析依規範 3.2, 3.3 節【23】以正規化彈性反應譜進行。調整係數採用  $Z I g$ ，另以  $C_D$  值修正，輸入不同阻尼的反應譜。現取高阻尼橡膠支承墊 (HDR-A) 作為計算範例。

### 迭帶計算

由靜力分析計算求得隔震器之設計位移  $D=0.107m$

隔震器水平勁度  $K_x, K_y$  :  $k_{eff}=164.96t/m$

隔震器等效阻尼： $\xi_e=18.68\%$  帶入 ETABS 程式數次迭帶分析得結果如下：

隔震系統位移  $X$  向  $=0.0812m$ ， $Y$  向  $=0.1812m$

$k_{eff_x}=164.77t/m$ ， $k_{eff_y}=164.77t/m$   $\xi_{ex}=18.68\%$ ， $\xi_{ey}=18.68\%$

依照規範第 3.4 節【23】設計位移之調整，隔震系統之設計總



位移不得小於規範第 2.3.2 節式 (2.2)  $D_T$  值之 90 % 以下，而  $D$  值之計算可由規範第 3.5 節式 (3.2) 決定。以本案之案例計算：

$$T_{code} = 0.07h^{\frac{3}{4}} = 0.07 \times (9)^{\frac{3}{4}} = 0.3637 \text{ sec}$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.4 \times 0.3637, 0.517) = 0.5092 \text{ sec}$$

$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1611.44}{9.81 \times 3954.48}} = 1.2799 \text{ sec}$$

$$T_{ey} = 1.2799 \text{ sec}$$

$$D'_x = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}} = \frac{0.107}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.5092}{1.2799}\right)^2}} = 0.099m$$

$$D'_y = 0.099m$$

$$D_{TX} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.099 \times 1.22 = 0.1208m$$

$$D_{TY} = D' \times \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) = 0.099 \times 1.079 = 0.1068m$$

$$D_T = \max\{D_{TX}, D_{TY}\} = 0.1208m$$

$$\text{取最大值 } D_T = 0.1208m, D_{TM} = 1.5 D_T = 0.1812m$$

另隔震器之最大位移需考量 100 % 的主向 +30% 正交方向同時作用 (規範第 3.7 節【23】)

$$\text{X 向 } D_T = \sqrt{(0.0812 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.0812)^2}$$

$$=0.0848 < 0.9D_T = 0.1087 \text{ 使用 } D_T = 0.1208\text{m}$$

其中 X 向位移=0.0786m；Y 向位移=0.0m（0°地震負偏心）

X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.0754m（該偏心之正交方向）

$$\text{Y 向 } D_T = \sqrt{(0.0812 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.0812)^2}$$

$$=0.0848 < 0.9D_T = 0.1087 \text{ 使用 } D_T = 0.1208\text{m}$$

其中 X 向位移=0.0m；Y 向位移=0.0754m（0°地震負偏心）

X 向位移=0.0786m；Y 向位移=0.0m（該偏心之正交方向）

動力分析位移較小，仍以靜力分析決定  $D_T$  及  $D_{TM}$  之值。靜力與動力之位移比較表見 表 3-49~表 3-58。

### （三）總橫力之調整

隔震系統上方之總橫力，於規範 3.5 節【23】及表 3-48 依規範第 2.8.2 節式(2.11)計算知  $V_s=823.21\text{t}$ ，規範 3.5 節【23】要求規則性結構之最小設計總橫力不可低於規範第 2.8.2 節式(2.11)之 80%，亦不可低於 2.8.3 節之規定，及考慮安全係數之隔震器降伏強度。

就設計而言，因動力分析中隔震器的位移應與靜力計算之設計位移接近（相關規定可詳規範第 3.4 節【23】）。故此，上部結構之橫力即為各個隔震器在該位移時隔震器的內力（ $K_{eff}D$ ）的總

和，以表 3-59~3-78 說明。

#### (四) 隔震系統受地震力作用之動態反應

詳見表 3-79~3-88 說明。

### 五、線性歷時分析

#### (一) 分析模式

本案使用 ETABS V6.0 電腦程式進行線性歷時分析，所有梁、柱、牆構件均依照 ETABS 之內定桿件模擬，隔震器的模擬則採用該程式的 Spring-Isolater 1 模擬鉛心支承墊的力學性質(本例各柱位下採用相同形式的隔震器)。其分析流程類似於靜力分析的迭代方法。

1、假設隔震系統的設計位移( $D$ )。

2、依假設的隔震系統設計位移( $D$ )估算隔震系統的有效勁度( $k_{eff}$ )及等效阻尼比( $\xi_e$ )。

3、放入分析程式中執行線性歷時分析，若所得隔震層位移跟原先的隔震系統設計位移(步驟 1)相等則可，否則以分析程式求得的隔震層位移重複步驟 2、3 直至收斂為止。

#### (二) 線性歷時分析迭代計算及設計位移的調整

線性歷時分析所用地震加速度歷時依規範 3.8 節規定產生，調整

係數採用  $ZI=0.33*1.5=0.495$ 。

1、鉛心橡膠支承墊力學性質(參數值詳表 3-47)，此處以 LRB-A 為例

說明各參數計算過程

特性強度  $Q_d = 10.6t$

非彈性水平勁度  $K_d = 75.7t/m$ ，初始勁度  $K_u = 959.17t/m$

$$\text{降伏位移 } D_y = \frac{Q_d}{(K_u - K_d)} = \frac{10.6}{(959.17 - 75.7)} = 0.012m$$

$$\text{降伏力 } F_y = K_u D_y = 959.17 \times 0.012 = 11.51t$$

2、LRB-A 設計位移迭代計算

(1) 以第一組地震加速度歷時、結構 X 向為例，假設隔震器的設計位移  $D = 0.3m$ ，且在每個柱線下端皆裝置隔震器，故共需 24 個隔震器 ( $m=24$ )。

隔震系統 X 向之有效勁度  $k_{eff}$  及等效阻尼比  $\xi_e$  分別為

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{10.6 + 75.7(0.3)}{0.3} = 111.03t/m \quad (\text{隔震器 X 向及 Y}$$

向水平勁度)

$$K_{eff} = \sum_1^m k_{eff} = m k_{eff} = 24 \times 111.03 = 2664.72t/m$$

$$A_T = \sum_1^m E_D = m 4 Q_d (D - D_y) = 24 \times 4 (10.6) (0.3 - 0.012) = 293.07$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{A_r}{K_{eff} D^2} \right] = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{293.07}{2664.72 \times 0.3^2} \right] = 19.46\%$$

將  $k_{eff}$  及  $\xi_e$  放入 ETABS 分析程式中執行線性歷時分析，得隔

震層位移=0.1047m

(2) 以  $D=0.1047m$  重新進行上述的迭代計算，直到設計位移  $D$  收

斂為止。經數次迭代最後可得  $X$  向： $D=0.0654m$   $Y$  向：

$D=0.0665m$

$$k_{eff\ X} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{10.6 + 75.7(0.0654)}{0.0654} = 237.78t/m$$

$$k_{eff\ Y} = \frac{F}{D} = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{10.6 + 75.7(0.0665)}{0.0665} = 235.10t/m$$

### 3、設計總位移及最大總位移

依照規範 3.4 節【23】設計位移的調整，隔震系統之設計總位移不得小於第 2.3.2 節 (2.2) 式  $D_T$  值之 90%，而最大總位移不可小於規範第 2.3.2 節 (2.3) 式  $D_{TM}$  值之 80%。以本案的案例計算：

$$T_{code} = 0.07h^{\frac{3}{4}} = 0.07 * (9)^{\frac{3}{4}} = 0.364sec$$

$$T = \min(T_{code}, T_{dyn}) = \min(1.4 * 0.364, 1.447) = 0.5096sec$$

$$T_{ex} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1611.44}{9.81 \times 5706.72}} = 1.065sec$$

$$T_{eY} = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{gK_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1611.44}{9.81 \times 5642.4}} = 1.072 \text{ sec}$$

$$D'_X = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.0654}{\sqrt{1 + (0.5096/1.065)^2}} = 0.0590m$$

$$D'_Y = \frac{D}{\sqrt{1 + (T/T_e)^2}} = \frac{0.0665}{\sqrt{1 + (0.5096/1.072)^2}} = 0.0600m$$

$$D_{TX} = D' \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.0590 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 27 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.0590 \times 1.079 = 0.064m$$

$$D_{TY} = D' \times (1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2})$$

$$= 0.0600 \times (1 + 13.5 \frac{12 \times 45 \times 0.05}{27^2 + 45^2})$$

$$= 0.0600 \times 1.22 = 0.0732m$$

$$D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.064 = 0.096m$$

$$D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.0732 = 0.1098m$$

另隔震器之總位移需考量 100% 的主方向 + 30% 正交方向同時作用

- (1) 當 5% 偏心在 Y 向，地震分別由 100% 的 X 向和 30% Y 向輸入  
時可得 X 向

$$D_{Tx} = \sqrt{(0.0654 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.3 \times 0.0665)^2} \text{ OK!}$$

$$= 0.0684\text{m} > 0.064 \times 0.9 = 0.0576$$

(2) 當 5% 偏心在 X 向，地震分別由 100% 的 Y 向和 30% X 向輸入時可得 Y 向

$$D_{Ty} = \sqrt{(0.0665 + 0.3 \times 0)^2 + (0 + 0.0654 \times 0.3)^2} \text{ OK!}$$

$$= 0.0693\text{m} > 0.0732 \times 0.9 = 0.0658$$

(3) X 向  $D_{TMX} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.684 = 0.1026 > 0.096 \times 0.8 = 0.0768$  OK!

Y 向  $D_{TMY} = 1.5D_T = 1.5 \times 0.0693 = 0.1040 > 0.1098 \times 0.8 = 0.0878$  OK!

故得隔震系統設計總位移 X 向為 0.0684m、Y 向為 0.0732m；最大總位移 X 向為 0.0768cm、Y 向為 0.0878cm。靜力與歷時分析的位移比較表見表 3-89。

### (三) 總橫力之調整

依規範 3.5 節要求，如表 3-90 所示。

### (四) 隔震系統受地震力作用之動態反應

如表 3-91 所示。

## 第四章 隔震系統設計範例

由於各家製造廠商對於支承墊製造均有其特殊技術經驗，故於結構設計時僅需與結構行為有關之需求，如支承墊的側向勁度 $k_{eff}$ 、等效阻尼比 $\xi_{eq}$ 與設計位移 $D$ 等，而支承墊與上下部結構部分連接細節及鋼板與橡膠之厚度或平面尺寸等細部由承包廠商自行設計。以下簡述其設計方法，適用與否完全以原型測試及功能保證測試結果為主。

### 第一節 高阻尼橡膠支承墊設計

#### (一) 高阻尼橡膠支承墊設計流程

高阻尼橡膠層墊隔震元件的細部設計流程圖可參閱圖 4-1，並分述如下。

- 1、由之前靜力或動力分析方法得到高阻尼橡膠支承墊的側向勁度 $k_{eff}$ 、等效阻尼比 $\xi_{eq}$ 與設計位移 $D$ 。
- 2、決定橡膠層墊的設計應變 $\gamma_{max}$ 及設計溫度。設計應變可根據材料供應商或材料實驗的結果取一適當的值。
- 3、根據設計應變( $\gamma_{max}$ )、設計溫度( $T$ )、隔震結構有效周期( $T_e$ )及隔震結構有效阻尼( $\xi_e$ )，由高阻尼橡膠支承墊製造商所提供的



測試資料中選取對應的剪力模數( $G$ )。

- 4、計算橡膠層墊厚度( $T_r$ )--可由設計位移( $D$ )及設計應變( $\gamma_{\max}$ )求得

$$T_r = \frac{D}{\gamma_{\max}} \quad (4.1)$$

- 5、計算橡膠層墊的斷面面積  $A$  與斷面尺寸

- (1) 在不允許橡膠支承墊產生 rocking 的條件下，選擇一形狀因子  $S$ 。

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c \cdot A}{h}}{\frac{G \cdot A}{h}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E \cdot (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \quad (4.2)$$

其中  $E_c = E \cdot (1 + 2kS^2)$  為橡膠層墊的壓力模數， $S$  為形狀因子（見式(4.6)及式(4.7)）， $k$  為修正因子， $G$ 、 $E$  分別為橡膠支承墊的剪力模數、楊氏係數。 $G$ 、 $E$  與  $k$  值與橡膠材料的硬度有關，如表 4-1 所示。與  $G$  與  $E$  值若有材料實驗的數據可供參考，則以實驗值為準。

- (2) 由橡膠層墊在靜載重大( $P_{DL}$ )下的容許壓應力( $\sigma_c$ )估算橡膠層墊有效受壓面積( $A_{re0}$ )。其中  $A_{re}$  為水平變位效應時，橡膠層墊的有效面積如 (4.9)、(4.10) 所示。

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_{reo}} \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \quad (4.3)$$

(3) 由橡膠層墊垂直壓力  $P_{DL+LL}$  所引致的剪應變估算橡膠層墊所需有效受壓面積  $A_{re}$  :

$$\gamma_c|_{PD+PL} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_{re}} \leq \frac{EB}{3} \quad (4.4)$$

(4) 由橡膠層墊所受剪力配合下式可求得橡膠層墊的最小剪力斷面面積  $A_{r2}$  。

$$A_{r2} = \frac{K_{eff} \cdot T_r}{G} \quad (4.5)$$

(5) 橡膠層墊的斷面面積  $A_r$  求得考慮以  $A_{r0}$ 、 $A_r$  與  $A_{r2}$  三者之間的最大值作為橡膠層墊的設計斷面面積。

(6) 適當選擇橡膠層墊的斷面尺寸使橡膠層墊面積等於步驟 5 中之設計斷面面積。

6、求得單層橡膠厚度( $t_i$ )與( $N$ )

(1) 利用下式形狀因子的定義與橡膠層墊斷面尺寸求得單層橡膠厚度  $t_i$  。

$$\text{矩形層墊: } S = \frac{L \cdot B}{2(L + B) \cdot t_i} \quad (4.6)$$

$$\text{圓形層墊：} S = \frac{\pi d^2 / 4}{(\pi d) t_i} \quad (4.7)$$

$L$ 、 $B$ =橡膠層墊平面尺寸， $d$ =圓形層墊直徑

(2) 由  $T_r = N \times t_i$  決定所需的橡膠層數  $N$ 。

## 7、設計鋼板厚度 $t_s$

所需加勁鋼板的厚度可利用下式求得：

$$t_s \geq \frac{2 \cdot (t_i + t_{i+1}) \cdot P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot F_s} \geq 2mm \quad (4.8)$$

$t_i$ ， $t_{i+1}$  各為鋼所在上、下方之橡膠層厚度； $F_s = 0.6F_y$ ， $F_y$  = 鋼的降伏應力； $A_{re}$  = 水平變位效應時，橡膠層墊有效受壓面積如下式所示

$$\text{矩形層墊：} A_{re} = L \cdot (B - \Delta_s) \quad (4.9)$$

$$\text{圓形層墊：} A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \quad (4.10)$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{\Delta_s}{d} \right) \quad (4.11)$$

$L$ 、 $B$  = 垂直與平行於位移方向的橡膠層墊平面尺寸； $\Delta_s$  = 支承墊水平位移。

## 8、剪應變與穩定度的檢核

依下述 4-2 節所列之各項橡膠層墊的設計要求進行檢核，若不符合則重複步驟 2 至 7 重新進行設計。

## (二) 高阻尼橡膠支承墊剪應變與穩定度的檢核

橡膠層墊的設計必須滿足在常態載重及地震力作用下各項應力及應變的要求各類要求如下：

### 1、受垂直軸壓力 $P_{DL+LL}$ 時產生的剪力應變

$$\gamma_{c,D L+L L}=6 S \cdot \varepsilon_c=6 S \cdot \frac{P_{D L+L L}}{A_{r e} \cdot E_c} \leq \frac{E B}{3} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_c=\frac{\Delta_c}{T_r}=\frac{P_{D L+L L}}{A_{r e} \cdot E_c} \quad (4.13)$$

上二式中  $S$  為形狀因子，如式 (4.6)、(4.7) 所示； $\Delta_c$  = 壓力變位， $T_r$  = 橡膠總厚度； $EB$  = 橡膠的拉斷應變； $A_{re}$  = 為水平變位效應時，橡膠層墊有效受壓面積如 (4.9)、(4.10) 所示； $E_c$  = 壓力模數。

### 2、在考慮地震力作用的載重組合（包含單重、地震力載重、地震力設計位移和設計轉角）下橡膠層墊的總剪應變

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75EB \quad (4.14)$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \cdot \theta}{2 \cdot t_i \cdot T_r} \quad (4.15)$$

$\gamma_{sc}$  = 橡膠層墊受軸壓力時產生的剪應變，算法同 (4.12)，但

$P_{DL+LL}$  需改為  $P_{DL+LL+EQ}$ ，即需同時考慮靜載重、適當比例的活載

重及地震力引致的垂直力； $\gamma_{eq}$  = 受地震力引起的剪應變

$\gamma_{eq} = D / T_r$ ， $D$  = 地震力設計位移； $\gamma_{sr}$  = 橡膠層墊旋轉時產生

的剪應變； $t_i$  = 單層橡膠厚度， $\theta$  = 地震力設計轉角。

3、為防止支承發生傾覆 (Roll-Out)，地震力設計位移 ( $D$ ) 需滿足

$$D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P_{DL+SL+EQ} \cdot L}{P_{DL+SL+EQ} + K_d \cdot h} \quad (4.16)$$

$K_d$  = 橡膠支承墊的非彈性勁度， $h$  = 橡膠支承墊總高度，

4、穩定要求

為了防止支承墊發生失穩的現象，其平均壓應力需符合

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \frac{G \cdot S \cdot L}{2.5 \cdot T_r} \quad (4.17)$$

$L$  = 矩形支承墊的短邊長或圓形層墊直徑。

### (三) 高阻尼橡膠支承墊設計例

以規則 RC 結構為例，隔震器裝設及放置，假設所使用支承墊特性強度  $Q_d = 15tf$ 、非彈性水平勁度  $K_d = 188tf/m$ 、降伏位移  $D_y = 0.033m$ ，由靜力分析法可得設計位移  $D = 25cm$ 、有效週期  $T_e = 2.17 \text{ sec}$ 、每個支承墊有效勁度  $k_{eff} = 248.29tf/m$ 、有

效阻尼  $\xi_e = 13.41\%$ ，則可依此設計高阻尼橡膠支承墊，其步驟如下

1、由靜力分析法得高阻尼橡膠支承墊每個支承墊有效勁度

$$k_{eff} = 24829 \text{ tf/m} \cdot \text{有效阻尼 } \xi_e = 13.41\% \cdot \text{設計位移 } D = 25 \text{ cm}。$$

考慮隔震系統中間支承  $P_{DL+LL} = 418 \text{ tf}$ 、 $P_{EQ} = 0$ 。

2、決定設計應變 ( $\gamma_{max}$ )、設計溫度 ( $T$ )：

$$\text{設 } \gamma_{max} = 150\% \cdot T = 30^\circ \text{C}$$

3、設系統所使用的高阻尼橡膠硬度 IRHD 60，其拉斷應變  $EB = 500\%$

由表 4-1 得橡膠層墊的楊氏模數  $E = 445 \text{ N/cm}^2 = 453.62 \text{ tf/m}^2$ 、剪

力模數  $G = 106 \text{ N/cm}^2 = 108.05 \text{ tf/m}^2$ 、修正因子  $k = 0.57$ 。並假設

此時橡膠支承墊所能提供之阻尼剛好等於隔震結構所需之有效

阻尼  $\xi_e = 16.17\%$ 。

4、計算橡膠層墊總厚度 ( $T_r$ )

$$\gamma_{max} = \frac{D}{T_r} \rightarrow T_r = D / \gamma_{max} = 17.51 / 150\% = 11.67 \text{ cm}$$

5、計算橡膠層墊的斷面面積  $A$  與斷面尺寸

(1) 選擇形狀因子  $S$

$$\frac{E \cdot (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \rightarrow \frac{453.62(1 + 2 * 0.57S^2)}{108.05} \geq 400$$

$$\rightarrow S \geq 9.09 \quad \rightarrow Use = 20$$

$$E_c = E \cdot (1 + 2kS^2) = 453.62 \cdot (1 + 2 \cdot 0.57 \cdot 20^2) = 20730434 \text{tf} / \text{m}^2$$

(2) 由橡膠層墊在靜載重( $P_{DL+LL}$ )下的容許壓應力( $\sigma_c$ )估算橡膠層墊有效受壓面積( $A_{re0}$ )。

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_{re0}} \leq 80 \text{kg} / \text{cm}^2 \rightarrow \frac{418100}{A_{re0}} \leq 80 \quad \rightarrow A_{re0} \geq 0.5225 \text{m}^2$$

選用橡膠層墊直徑  $d=1\text{m}$ 、 $A_r = 0.785 \text{m}^2 > 0.5225 \text{m}^2$  (OK!)。

(3) 由橡膠層墊垂直載重  $P_{DL+LL}$  估算橡膠層墊面積  $A_{r1}$ ：

$$6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_{rel}} \leq \frac{EB}{3} \rightarrow 6 \cdot 20 \frac{418.1}{207304.34 \cdot A_{rel}} \leq \frac{500\%}{3} \rightarrow A_{rel} = 0.145 \text{m}^2$$

選用橡膠層墊直徑  $d=1\text{m}$ 、 $A_r = 0.785 \text{m}^2 > 0.145 \text{m}^2$  (OK!)。

(4) 由橡膠層墊剪力估算橡膠層墊面積  $A_{r2}$ ：

$$G = \frac{k_{eff} T_r}{A_{r2}} \rightarrow A_{r2} = \frac{k_{eff} T_r}{G} = \frac{248.29 \cdot 0.1617}{108.05} = 0.372 \text{m}^2 \text{ 選用橡膠}$$

層墊直徑  $d=1\text{m}$ 、 $A_r = 0.785 \text{m}^2 > 0.372 \text{m}^2$  (OK!)。

(5) 決定橡膠層墊尺寸

使用圓形斷面，直徑  $d=1\text{m}=100\text{cm}$ 、 $A_r = 0.785 \text{m}^2$ 、 $A_{re} = 0.754 \text{m}^2$

6、單層橡膠厚度( $t_i$ )與橡膠層數( $N$ )

$$(1) \text{ 圓形層墊 } S = \frac{d}{4t_i} \rightarrow 20 = \frac{100}{4t_i} \rightarrow t_i = 1.25\text{cm}$$

$$(2) T_r = N \times t_i \rightarrow 16.67 = N \times 1.25 \rightarrow N = 13.336 \rightarrow \text{Use } N = 13 \text{ 層}$$

$$\text{則 } T_r = 13 \times 1.25 = 16.25\text{cm} \circ$$

7、設計鋼板厚度  $t_s$

$$t_s \geq \frac{2 \cdot (t_i + t_{i+1}) \cdot P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot F_s}$$

$$t_s \geq \frac{2 \cdot (0.0125 + 0.0125) \times 418.1}{0.754 \times 16800} = 0.00165\text{m} = 1.65\text{mm}$$

$$\text{Use } t_s = 1.7\text{mm}$$

其中，使用 A36 鋼板  $F_s = 0.6 F_y = 0.6(28000\text{tf} / \text{m}^2) = 16800\text{tf} / \text{m}^2$ 、

$$A_{re} = 0.754$$

8、計算支承墊總高度

設最上及最下層鋼板各厚 2.5cm，則支承高度 (h) 為

$$h = T_r + 10t_s + 2 \times 2.5\text{cm} = 16.25 + 10 \times 1.7 + 5\text{cm} = 38.25\text{cm}$$

9、剪應變與穩定度的檢核

(1) 受垂直軸壓力  $P_{DL+LL}$  時產生的剪力應變

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S \cdot \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot E_c} = 6 \times 20 \frac{418.1}{0.754 \times 207304.34} = 0.321$$



$$\leq \frac{EB}{3} = \frac{500\%}{3} = 1.667 \quad (\text{OK!})$$

(2) 考慮地震力作用的載重組合

$$\gamma_{SC} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0.321 + \frac{25}{16.25} + \frac{100^2}{2 * 1.25 * 16.25} = 0.321 + 1.538 + 0$$

$$1.859 \leq 0.75EB = 0.75 * 500\% = 3.75 \quad (\text{OK!})$$

(3) 防止支承發生傾覆 (Roll-Out)

$$\delta_{roll-out} = \frac{1}{2} \frac{P_{DL+LL+EQ} \cdot L}{P_{DL+LL+EQ} + K_d \cdot h} = \frac{1}{2} \frac{418.1 * 1}{418.1 + 188 * 0.3825}$$

$$= 0.427m = 42.7cm \geq D = 25cm \quad (\text{OK!})$$

(4) 穩定度要求

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{418.1}{0.785} = 532.6tf / m^2$$

$$< \sigma_c = \frac{G \cdot S \cdot L}{2.5T_r} = \frac{108.05 \cdot 20 \cdot 1}{2.5 * 0.1625} = 5319.4 \quad (\text{OK!})$$

## 10、設計結果

所需高阻尼橡膠支承墊直徑  $d=100\text{cm}$ ；高  $h=38.25\text{cm}$ ；橡膠

13 層，每層厚  $1.25\text{cm}$ ；鋼板 10 層；上下鋼底板厚  $2.5\text{cm}$ 。

## 第二節 鉛心橡膠支承墊設計

### (一) 鉛心橡膠支承墊設計流程

鉛心橡膠支承墊設計流程(圖 4-1)同高阻尼橡膠支承層，僅在於鉛心部分不一樣。鉛心支承墊使用鉛心以提供初始勁度及消能能力。

- 1、由之前靜力或動力分析方法得到鉛心橡膠支承墊的側向勁度  $k_{eff}$ 、等效阻尼比  $\xi_{eq}$  與設計位移  $D$ 。
- 2、決定支承墊的設計應變  $\gamma_{max}$  及設計溫度。設計應變可根據材料供應商或材料實驗結果取一適當的值。
- 3、根據設計應變 ( $\gamma_{max}$ )、設計溫度 ( $T$ )、隔震結構有效週期 ( $T_e$ ) 及隔震結構有效阻尼 ( $\xi_e$ )，由支承墊製造商所提供的測試資料中選取對應的有效剪力模數 ( $G$ )。
- 4、計算支承墊總厚度 ( $T_r$ ) - 可由設計位移 ( $D$ ) 及設計應變 ( $\gamma_{max}$ ) 求得

$$T_r = \frac{D}{\gamma_{max}} \quad (4.18)$$

### 5、設計鉛心

由支承墊特性強度  $Q_d$  及鉛心降伏應力  $f_{py}$  決定鉛心斷面積  $A_p$  及直徑  $d_p$

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{pv}} \quad (4.19)$$

## 6、計算橡膠層墊的斷面面積 $A$ 與斷面尺寸

- (1) 由橡膠層墊在靜載重 ( $P_{DL}$ ) 下的容許壓應力 ( $\sigma_c$ ) 估算橡膠層墊有效受壓面積 ( $A_{re0}$ )。其中  $A_{re}$  為水平變位效應時，橡膠層墊有效受壓面積如式 (4.27)、(4.28) 所示。

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_{re}} \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \quad (4.20)$$

- (2) 在不允許橡膠墊產生 rocking 的條件下，選擇一形狀因子  $S$ 。

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c \cdot A}{h}}{\frac{G \cdot A}{h}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E \cdot (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \quad (4.21)$$

其中  $E_c = E \cdot (1 + 2kS^2)$  為橡膠層墊的壓力模數， $S$  為形狀因子， $k$  為修正因子， $G$ 、 $E$  分別為橡膠層墊的剪力模數、楊式模數。 $G$ 、 $E$  與  $k$  值與橡膠材料的硬度有關，如表 4-1 所示。 $G$  與  $E$  值若有材料實驗的數據可供參考，則以實驗值為準。

- (3) 由橡膠層墊垂直設計載重  $P_{DL+LL}$  配合下式估算橡膠層墊所需最小斷有效受壓面積  $A_{rel}$ ：

$$\gamma_c \Big|_{DL+LL} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c \cdot A_{rel}} \leq \frac{EB}{3} \quad (4.22)$$

上式中  $EB$  為橡膠的拉斷應變

(4) 由以下建議公式求取橡膠材料彈性勁度  $K_r$  (不含鉛心)

$$K_d = K_r \left( 1 + 12 \frac{A_p}{A_{r0}} \right)$$

(5) 由橡膠層墊所受剪力配合下式可求得橡膠層墊的最小剪力斷面面積  $A_{r2}$

$$A_{r2} = \frac{K_r \cdot T_r}{G} \quad (4.23)$$

其中： $K_r$  = 橡膠材料的彈性勁度 (不含鉛心)

(6) 橡膠層墊的斷面面積  $A$  求得考慮以  $A_{r0}$ 、 $A_{r1}$  與  $A_{r2}$  兩者之間的最大值作為橡膠層墊的設計斷面面積。

(7) 適當選擇橡膠層墊的斷面尺寸使橡膠層面積等於步驟 (6) 中之設計斷面面積。

7、求得單層橡膠厚度 ( $t_i$ ) 與橡膠層厚度 ( $N$ )

(1) 利用下式形狀因子的定義與橡膠層墊斷面尺寸求得單層橡膠厚度  $t_i$ 。

$$\text{矩形層墊：} S = \frac{L \cdot B}{2(L + B) \cdot t_i} \quad (4.24)$$

$$\text{圓形層墊： } S = \frac{\pi d^2 / 4}{(\pi d) t_i} \quad (4.25)$$

L、B=橡膠層墊平面尺寸，d=圓形層墊直徑

(2) 由  $T_r = N \times t_i$  決定所需的橡膠層數  $N$ 。

#### 8、設計鋼板厚度 $t_s$

所需加勁鋼板的厚度可利用下式求得：

$$t_s \geq \frac{2 \cdot (t_i + t_{i+1}) \cdot P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot F_s} \geq 2mm \quad (4.26)$$

$t_i$ ， $t_{i+1}$  各為鋼板所在上、下方之橡膠層厚度； $F_s = 0.6F_y$ ， $F_y$  = 鋼的降伏應力； $A_{re}$  = 為水平變位效應時，橡膠層墊有效受壓面積如下式所示：

$$\text{矩形層墊： } A_{re} = L \cdot (B - \Delta_s) \quad (4.27)$$

$$\text{圓形層墊： } A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \quad (4.28)$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{\Delta_s}{d} \right) \quad (4.29)$$

L、B=垂直與平行於位移方向的橡膠層墊平面尺寸； $\Delta_s$  = 支承墊水平位移。

#### 9、剪應變與穩定度的檢核。依 4-5 節所列之各項橡膠層墊的設計要

求進行檢核，若不符合則重複步驟 2 至 8 重新進行設計。

## (二) 鉛心橡膠支承墊剪應變與穩定度的檢核

鉛心橡膠層墊的設計必須滿足在常態載重及地震力作用下各項應力及應變要求，各類要求如下：

### 1、受垂直軸壓力 $P_{DL+LL}$ 時產生的剪力應變

$$\gamma_{c,D L+L L}=6 S \cdot \varepsilon_c=6 S \cdot \frac{P_{D L+L L}}{A_{r e} \cdot E_c} \leq \frac{E B}{3} \quad (4.30)$$

$$\varepsilon_c=\frac{\Delta_c}{T_r}=\frac{P_{D L+L L}}{A_{r e} \cdot E_c} \quad (4.31)$$

上二式中  $S$  為形狀因子，如式 (4.24)、(4.25) 所示； $\Delta_c$  = 壓力應變， $T_r$  = 橡膠總厚度； $EB$  = 橡膠的拉斷應變； $A_{re}$  = 為水平變位效應時，橡膠層墊有效受壓面積如式 (4.27)、(4.28) 所示； $E_c$  = 壓力模數。

### 2、在考慮地震力作用的載重組合（包含呆重、地震力載重、地震力設計位移和設計轉角）下橡膠層墊的總剪應變

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75EB \quad (4.32)$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \cdot \theta}{2 \cdot t_i \cdot T_r} \quad (4.33)$$

$\gamma_{sr}$  = 橡膠層墊受軸壓力時產生的剪應變，算法同 (4.11)，但  $P_{DD+DL}$

需改為  $P_{DL+SLL+EQ}$ ，即需同時考慮靜載重、適當比例的活載重及地震引致的垂直力； $\gamma_{eq} = D / T_r$ ， $D$  = 地震力設計位移； $\gamma_{sr}$  = 橡膠層墊旋轉時產生的剪應變； $t_i$  = 單層橡膠厚度， $\theta$  = 地震力設計轉角。

3、為防止支承發生傾覆(Roll-Out)，地震力設計位移( $D$ )需滿足

$$D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P_{DL+SLL+EQ} \cdot L}{P_{DL+SLL+EQ} + K_h \cdot h} \quad (4.34)$$

$K_h$  = 橡膠層墊的有效水平勁度， $h$  = 橡膠層墊的總高度， $L$  = 矩形層墊的短邊長或圓形層墊的直徑。

4、穩定度要求

為了防止支承墊發生失穩現象，其平均壓力需符合

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \frac{G \cdot S \cdot L}{2.5T_r} \quad (4.35)$$

$L$  = 矩形層墊的短邊長或圓形層墊的直徑

5、鉛心尺寸之規定

鉛心作用在於提供初始勁度及消能能力，其尺寸需符合下述要求

$$1.25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5.0 \quad (4.36)$$

其中  $d_p$  = 鉛心直徑、 $H_p$  = 鉛心有效高度，可視為橡膠層總厚度

### (三) 鉛心橡膠支承墊設計例

以規則 RC 結構為例，若所用支承墊特性  $Q_d = 16.1tf$ 、非彈性水平勁度  $K_d = 122tf/m$ 、降伏位移  $D_y = 0.010m$ ，而由前述靜力或動力分析法可得隔震建築物之設計位移  $D = 0.26m$ 、有效週期  $T_e = 3.17\text{ sec}$ 、每個支承墊的有效勁度  $k_{eff} = 183.88tf/m$ 、有效阻尼  $\xi_e = 20.60\%$ ；則可依此設計高阻尼橡膠支承墊，其步驟如下：

- 1、由靜力分析法得支承墊每個支承有效勁度  $k_{eff} = 183.88tf/m$ 、有效阻尼  $\xi_e = 20.60\%$ 、設計位移  $D = 0.26m$ 。考慮隔震系統中間支承墊  $P_{DL+LL} = 386.89tf$ 、 $P_{EQ} = 0$ 。
- 2、決定設計應變( $\gamma_{max}$ )、 $T = 27.8^\circ C$ 。
- 3、設系統所使用的橡膠硬度為 IRHD 60，其拉斷應變  $EB = 500\%$ ，由表 4-1 得橡膠層墊的楊氏模數  $E = 445N/cm^2 = 453.62tf/m^2$ 、剪力模數  $G = 106N/cm^2 = 108.05tf/m^2$ 、修正因子  $k = 0.57$ 。
- 4、計算橡膠層墊總厚度( $T_r$ )

$$\gamma_{max} = \frac{D}{T_r} \rightarrow T_r = D / \gamma_{max} = 26 / 50\% = 52cm$$

- 5、設計鉛心

設鉛心降伏應力  $f_{py} = 90kg/cm^2$ ，則所需鉛心斷面積  $A_p$  為



$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} = \frac{16100}{90} = 178.89 \text{ cm}^2$$

採用直徑  $d_p = 16 \text{ cm}$  的圓形鉛心

## 6、計算橡膠層墊的斷面面積 $A$ 與斷面尺寸

(1) 由橡膠層墊在靜載重 ( $P_{DL+LL}$ ) 下的容許壓應力 ( $\sigma_c$ ) 估算橡膠層墊有效受壓面積 ( $A_{re0}$ )。

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_{re0}} \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \frac{386890}{A_{re0}} \leq 80 \rightarrow A_{re0} \geq 0.4836$$

選用橡膠層墊直徑  $d=0.9 \text{ m}$ 、 $A_r = 0.6359 \text{ m}^2 > 0.4836 \text{ m}^2$  (OK!)。

(2) 選擇形狀因子  $S$

$$\frac{E \cdot (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \rightarrow \frac{453.62(1 + 2 * 0.57S^2)}{108.05} \geq 400$$

$$\rightarrow S \geq 9.09 \rightarrow Use = 20$$

$$E_c = E \cdot (1 + 2kS^2) = 453.62 \cdot (1 + 2 * 0.57 * 20^2) = 207304.34 \text{ tf/m}^2$$

(3) 由橡膠層墊垂直載重  $P_{DL+LL}$  估算橡膠層墊面積  $A_{r1}$ ：

$$6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_{r1}} \leq \frac{EB}{3} \rightarrow 6 * 20 \frac{386.89}{207304.34 * A_{r1}} \leq \frac{500\%}{3} \rightarrow A_{r1} = 0.1344 \text{ m}^2$$

選用橡膠層墊直徑  $d=0.9 \text{ m}$ 、 $A_r = 0.6359 \text{ m}^2 > 0.1344 \text{ m}^2$  (OK!)

(4) 由以下建議公式求取橡膠材料彈性勁度  $K_r$  (不含鉛心)

$$K_d = K_r \left( 1 + 12 \frac{A_p}{A_{r0}} \right) \rightarrow 122 = K_r \left( 1 + 12 \frac{178.89}{6560} \right) \rightarrow K_r = 91.94 \text{ tf/m}$$

(5) 由橡膠層墊剪力估算橡膠層墊面積  $A_{r2}$  :

$$A_{r2} = \frac{K_r \cdot T_r}{G} = \frac{91.94 \times 0.52}{108.05} = 0.4424 \text{ m}^2$$

選用橡膠層墊直徑  $d=0.9\text{m}$ 、 $A_r = 0.6359 \text{ m}^2 > 0.4424 \text{ m}^2$  (OK!)

(6) 決定橡膠層墊尺寸

使用圓形斷面，直徑  $d=0.9\text{m}=90\text{cm}$ 、 $A_r = 0.6359$ 、 $A_{re} = 0.616 \text{ m}^2$

7、單層橡膠厚度( $t_i$ )與橡膠層數( $N$ )

$$(1) \text{ 圓形層墊 } S = \frac{d}{4t_i} \rightarrow 20 = \frac{90}{4t_i} \rightarrow t_i = 1.125 \text{ cm}$$

$$(2) T_r = N \times t_i \rightarrow 52 = N \times 1.125 \rightarrow N = 46.22 \rightarrow \text{Use } N = 46 \text{ 層}$$

$$\text{則 } T_r = 46 \times 1.125 = 51.75 \text{ cm}。$$

8、設計鋼板厚度  $t_s$

$$t_s \geq \frac{2 \cdot (t_i + t_{i+1}) \cdot P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot F_s}$$

$$t_s \geq \frac{2 \cdot (0.01125 + 0.01125) \times 386.89}{0.616 \times 16800} = 0.00168 \text{ m} = 1.68 \text{ mm}$$

$$\text{Use } t_s = 1.7 \text{ mm}$$

其中，使用 A36 鋼板  $F_s = 0.6$   $F_y = 0.6(28000f / m^2) = 16800f / m^2$ 、

$$A_{re} = 0.616$$

#### 9、計算支承墊總高度

設最上及最下層鋼板各厚 2.5cm，則支承高度（h）為

$$h = T_r + 10t_s + 2 \times 2.5cm = 51.75 + 10 \times 1.7 + 5cm = 73.75cm$$

#### 10、剪應變與穩定度的檢核

(1) 受垂直軸壓力  $P_{DL+LL}$  時產生的剪力應變

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S \cdot \frac{P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot E_c} = 6 \cdot 20 \frac{386.89}{0.616 \times 207304.34} = 0.364$$

$$\leq \frac{EB}{3} = \frac{500\%}{3} = 1.667 \text{ (OK!)}$$

(2) 考慮地震力作用的載重組合

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0.364 + \frac{26}{51.75} + \frac{90^2}{2 \cdot 1.125 \cdot 51.75} = 0.364 + 0.5024 + 0$$

$$0.8664 \leq 0.75EB = 0.75 \cdot 500\% = 3.75 \text{ (OK!)}$$

(3) 防止支承發生傾覆 (Roll-Out)

$$\delta_{roll-out} = \frac{1}{2} \frac{P_{DL+LL+EQ} \cdot L}{P_{DL+LL+EQ} + K_d \cdot h} = \frac{1}{2} \frac{386.89 \cdot 0.9}{386.89 + 122 \cdot 0.5715}$$

$$= 0.381m = 38.1cm \geq D = 26cm \text{ (OK!)}$$

(4) 穩定度要求

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{386.89}{0.636} = 608.3 \text{ tf} / \text{m}^2$$

$$< \sigma_c = \frac{G \cdot S \cdot L}{2.5 T_r} = \frac{108.05 \cdot 20 \cdot 0.9}{2.5 \cdot 0.5175} = 1503.3 \text{ (OK!)}$$

(5) 鉛心尺寸

$$1.25 \leq \frac{H_p}{d_p} = \frac{51.75}{16} = 3.23 \leq 5.0 \text{ (OK!)}$$

## 11、設計結果

所需高阻尼橡膠支承墊直徑  $d=90\text{cm}$ ；高  $h=73.75\text{cm}$ ；橡膠 46 層，每層厚  $1.125\text{cm}$ ；鉛心直徑  $18\text{cm}$ ；鋼板 10 層，每層厚  $2.5\text{mm}$ ；上下底板厚度  $2.5\text{cm}$ 。

### 三、摩擦型/滑動型隔震支承墊設計

“摩擦型/滑動型”(Friction/Silding Isolators)早期由 EPS(Earthquake Protection System)公司發展的摩擦單擺隔震器(Friction Pendulum System 簡稱 FPS)為主，其主要機制有二：(1) 利用摩擦力消散能量，經由滑動支承座減少水平衡力傳遞至上層結構。(2) 經由區面式的滑動支承設計，產生有效的反向回復力 (Restoring Force)，提供回覆機制。由於整個滑動面為一球面，具有相同的曲率半徑(R)，所以恢復力與測向位移呈線性關係；滑動支承座上的總水平側向力可表示成：

$$F = \left( \frac{N}{R} \right) U + \mu N \operatorname{sgn}(V)$$

上式中第一項即為回覆機制所提供的恢復力；第二項為滑動面上的水平摩擦力。其中 U 為水平位移，V 為滑動速度， $\mu$  為滑動面的摩擦係數；N 為作用於滑動面上的垂直荷重。

滑動支承座可藉由滑動面幾何形狀的調整來改變其震動特性，能量的消散與摩擦係數 $\mu$ 有關。摩擦係數的大小取決於：(1) 接觸面的材料特性；(2) 接觸面的垂直正向壓力的大小；與(3) 接觸面兩側的相對滑動速度的改變。滑動支承可避免 P- $\Delta$  作用，是相對於橡膠隔震器的一大優點。

## 第五章 隔震系統之測試與檢驗

### 第一節 積層橡膠之力學特性試驗

#### (一) 適用範圍

本規格適用於天然橡膠系橡膠支承墊，鉛心橡膠支承墊或高阻尼橡膠支承墊。

#### (二) 試驗一般條件

##### 1、試驗環境

試驗室溫度如無特別規定，以  $5\sim 35^{\circ}\text{C}$  為準。

##### 2、試驗體

##### (1) 尺寸

本試驗一般用實際尺寸之試驗體為原則，若受限於試驗設施，則可改採適當縮尺之縮小試驗體。

##### (2) 環境保持時間

積層橡膠試驗體需經加硫後保持 24 小時以上，其中在試驗環境下至少需保持 6 小時以上，且需至內部達室溫或試驗溫度才可停止，唯可依試體大小酌量變更保持時間，但此保持時間，需依積層體內部量測實測結果，或以適當方法推估。

### (3) 變形履歷

若力學特性上可能受既往變形履歷影響時，則各試驗種類用  
均需以試驗體做試驗。

## 3、試驗設施

### (1) 基本構造

為確認積層橡膠之性能，需採用如圖 5-1 所示可於積層橡膠  
施加軸力與水平力且能自動出現試驗成果之壓縮抗剪試驗設  
施（雙軸抗剪試驗設施）。

該試驗設施之構造需能保持積層橡膠上下板之平行，唯對簡  
單的垂直特性，亦可使用能單軸加載之抗壓試驗機。

### (2) 摩擦修正及慣性力修正

壓縮抗剪試驗機與通常的單軸加壓試驗機不同，於裝置可動  
部時所產生之摩擦力將影響量測結果，因此需作適當之摩擦  
力修正。尤其在高速載重試驗時，慣性力之修正亦有必要。

### (3) 量測精度

試驗設施以使試驗載重之上限在其容量之 20~100% 以內為  
宜，但如在設施廠商之保證範圍以內，則試驗荷重不受此限。  
試驗設施載重量測之容許誤差於其容量之 20~100% 範圍內

時，為指示值之 $\pm 1\%$ 以內，變形量量測之容許誤差為該試驗體最大變形量之 $\pm 1\%$ 以內為宜。

### (三) 基本特性試驗

對積層橡膠之基本特性，需作以基準面壓及基準抗剪應變為準之抗壓試驗及壓縮抗剪試驗，藉以評估垂直方向及水平方向之復元力特性。

基準面壓 $\sigma_0$ 自 5MPa、10MPa、15MPa、(50 kgf/cm<sup>2</sup>、100 kgf/cm<sup>2</sup>、150 kgf/cm<sup>2</sup>) 三水準中選取，基準抗剪應變 $\gamma_0$ 則自 50%、100%、150%三水準中選取。

#### 1、壓縮試驗

##### (1) 試驗設施

採用前(二)3節所述之壓縮抗剪試驗設施。於該設施(或壓縮試驗設施)設置之積層橡膠周圍，平均配置2個以上之垂直變位測感器(圖5-2)，此等量測器與積層橡膠中心之距離宜相等。

##### (2) 試驗條件及試驗方法

於試驗體中心施加相當於基準面壓之抗壓載重，且以其 $\pm 30\%$ 振幅之正弦波或三角波作為反覆載重施加。在三次施加



載重後，量其變形量（至少 2 個以上垂直變位測感器之平均值）與載重變化量。

### (3) 計算

#### A、垂直復元力特性值

垂直剛度  $K_v$  用 (5.1) 式算出（見圖 5-3）

$$K_v = \frac{P_2 - P_1}{\sigma_{v2} - \sigma_{v1}} \quad (5.1)$$

式中， $P_1$  與  $P_2$  為最低與最高載重， $\delta_{v1}$  與  $\delta_{v2}$  為最小與最大變位。

#### B、應力、應變、垂直彈性模數

利用下列算式，依需要將抗壓載重換算為抗壓應力  $\sigma$ ，壓縮變位  $\delta_v$  換算為壓縮應變  $\varepsilon$ ，垂直剛度  $K_v$  換算為擬似垂直彈性模數  $Eap$ 。式中  $A$  為積層橡膠之斷面積。 $H$  為積層橡膠總高度。

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (5.2)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta_v}{H} \quad (5.3)$$

$$Eap = K_v \frac{H}{A} \quad (5.4)$$

#### (4) 記錄

記錄下列事項（亦可用換算之應力、應變及彈性模數值），唯抗壓載重與水平變位振幅應記錄量測值而非目標值。

試驗報告書至少應記載下列內容：

- (a) 試驗體之種類，形狀及尺寸，一次形狀係數及二次形狀係數
- (b) 試驗設施名稱
- (c) 試驗溫度（ $^{\circ}\text{C}$ ）
- (d) 加載波形及頻率
- (e) 面壓（或垂直載重）
- (f) 垂直剛度
- (g) 試驗年月日
- (h) 垂直荷重—垂直變位關係圖（垂直復元力特性）

#### 2、壓縮抗剪試驗

##### (1) 試驗設施

採用前（二）3節所述之壓縮抗剪試驗（見圖 5-4）設施。

##### (2) 試驗條件及試驗方法

於設置於試驗設施之積層橡膠試驗體上施加相當於基準面壓之垂直載重，再以相當於基準剪斷應變之水平變位振幅且用一定頻率之正弦波（或三角波）施加，使積層橡膠產生剪力變形。原則上由第三循環數之荷重—變位曲線評估水平復元力特性之特性值。

### (3) 計算

#### A、水平復元力特性值

- 天然橡膠系積層橡膠（見圖 5-5）

水平等價剛度

$$K_{eq} = \frac{Q_1 - Q_2}{\delta_{H1} - \delta_{H2}} \quad (5.5)$$

式中， $Q_1$ 與 $Q_2$ 為最高及最低載重， $\delta_{H1}$ 與 $\delta_{H2}$ 為最大與最小變位。

- 鉛心積層橡膠

原則上，降伏後剛度 $K_d$ 與降伏載重 $Q_d$ 分別為（見圖 5-6）

$$K_d = \frac{\left( \frac{Q_1 - Q_{d1}}{\delta_{H1}} + \frac{Q_2 - Q_{d2}}{\delta_{H2}} \right)}{2} \quad (5.6)$$

$$Q_d = \frac{Q_{d1} - Q_{d2}}{2} \quad (5.7)$$

式中， $Q_1$ 與 $Q_2$ 為最高與最低載重， $\delta_{H1}$ 與 $\delta_{H2}$ 為最大與最小變位， $Q_{d1}$ 與 $Q_{d2}$ 為變位為0時之最高與最低載重。

唯履歷形狀非彈塑性而帶有圓形，最高載重點與最大變位點，最低載重點與最小變位點在不考慮位置關係時，以上式計算法無法表現實際特性。考量這種因素也可用下式計算降伏後剛性 $K_D$ 及降伏荷重 $Q_D$ 。

$$K_D = \left[ \frac{Q_1' - Q_1''}{(\delta_{H1} - \delta_{H2})/2} + \frac{Q_2'' - Q_2'}{(\delta_{H1} - \delta_{H2})/2} \right] / 2 \quad (5.8)$$

$$Q_D = \left[ \frac{Q_1'' \delta_{H1}/2 - Q_1' \delta_{H2}/2}{(\delta_{H1} - \delta_{H2})/2} - \frac{Q_2' \delta_{H1}/2 - Q_2'' \delta_{H2}/2}{(\delta_{H1} - \delta_{H2})/2} \right] / 2 \quad (5.9)$$

式中， $Q_1'$ 與 $Q_2''$ 為變位 $\delta_{H1}/2$ 時之最高與最低載重、 $Q_1''$ 與 $Q_2'$ 為變位 $\delta_{H2}/2$ 時之最高與最低載重。

#### • 高阻尼積層橡膠

水平等價剛度 $K_{eq}$ 與等價阻尼定數 $H_{eq}$ 分別為（見圖 5-7）

$$K_{eq} = \frac{Q_1 - Q_2}{\delta_{H1} - \delta_{H2}} \quad (5.10)$$

$$H_{eq} = \frac{2\Delta W}{\pi K_{eq} (\delta_{H1} - \delta_{H2})^2} \quad (5.11)$$

式中， $Q_1$ 與 $Q_2$ 為最高載重與最低載重， $\delta_{H1}$ 與 $\delta_{H2}$ 為最大變

位與最小變位， $\Delta W$  示履歷循環所包圍之面積。

#### B、應力、應變、垂直彈性係數

依需要可利用下列算式將抗壓載重  $P$  換算為抗壓應力  $\sigma$ ，  
壓縮變位  $\delta_v$  換算為抗壓應變  $\varepsilon$ ，水平荷重  $Q$  換算為抗剪應  
力  $\tau$ ，水平變位  $\delta_H$  換算為抗剪應變  $\gamma$ ，水平等價剛度  $K_{eq}$  換  
算為抗剪彈性模數  $G$ 。

$$\tau = \frac{Q}{A} \quad (5.12)$$

$$\gamma = \frac{\delta_H}{H} \quad (5.13)$$

$$G = K_{eq} \frac{H}{A} \quad (5.14)$$

#### (4) 記錄

至少記錄下列事項：

- (a) 試驗體之種類、形狀及尺寸，一次形狀係數及二次形狀係數。
- (b) 試驗設施名稱。
- (c) 試驗溫度 ( $^{\circ}\text{C}$ )。
- (d) 加載波形及頻率。

(e) 加壓荷重及水平振幅（或面壓及抗剪應變）。

(f) 水平復元力特性值之水平等價剛度、降伏後剛度、等價  
阻尼定數、降伏荷重等。

(g) 試驗年月日。

(h) 水平荷重—水平變位關係圖（水平復元力特性）。

必要時亦記錄下列事項。

(i) 垂直變位—水平變位關係圖。

(j) 垂直荷重—水平變位關係圖。

#### （四）水平復元力特性之各種依存性試驗

##### 1、抗剪應變依存性試驗

##### （1）試驗設施

採用前（二）3節所述之壓縮抗剪試驗設施。

##### （2）試驗條件及試驗方法

於試體施加相當於基準面壓 $\sigma_0$ 之抗壓載重，且施加相當於基準抗剪應變 $\gamma_0$ 之0.5倍、1.0倍、1.5倍、2.0倍四種水平振幅。

本項試驗係將積層橡膠自未曾受水平變形之初期狀態加大到水平振幅基準，（見圖5-8），以此加載連續作2次為原則。加載波形與頻率與前（三）2所述之壓縮抗剪試驗同，對各振幅

之施載，應連續不得長時間中斷。

### (3) 計算

依前(三)2節壓縮抗剪試驗之(3)計算水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重。

### (4) 記錄

除依前(三)2節外，對水平力復原特性值中之水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中，取其必要者與水平振幅(抗剪應變)之關係用圖表表示。

## 2、面壓依存性試驗

### (1) 試驗設施

用前(二)3節試驗設施所述之壓縮抗剪試驗設施。

### (2) 試驗條件及試驗方法

於試體施加相當於基準面壓 $\sigma_0$ 之0倍、0.5倍、1.0倍、1.5倍、2.0倍五基準之抗壓載重，且以相當於基準抗剪應變 $\gamma_0$ 之振幅評估水平復原特性。至於試體之面壓以上昇施加為原則。加載波形與頻率同前(三)2節所述，對各面壓之加載需連續不得長時間中斷。

### (3) 計算

依前(三)2節，算出水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中之必要者。

#### (4) 記錄

除依前(三)2節記錄外，對水平復元力特性值之水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中，取其必要者與抗壓載重(面壓)之關係用圖表表示。

### 3、頻率依存性試驗

#### (1) 試驗設施

同前(二)3節，但需能在(2)節所述頻率範圍內動力加载之試驗設施。

#### (2) 試驗條件及試驗方法

於試體施加相當於基準面壓 $\sigma_0$ 之抗壓載重，且施加相當於基準抗剪應變 $\gamma_0$ 之水平振幅。水平加载之頻率為0.01Hz、0.1Hz、0.3Hz、1.0Hz四種為原則。加载波形與頻率同前(三)2節，對各面壓之加载需連續不得長時間中斷。

#### (3) 計算

依前(三)2節算出水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中必要者。



#### (4) 記錄

除如前(三)2節所列者外，對水平復元力特性值之水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中，取必要者與頻率之關係用圖表表示。

### 4、溫度依存性試驗

#### (1) 試驗設施

同前(二)3節所述之設施，但需具備能對試驗體環境溫度控制之恆溫槽。

#### (2) 試驗條件及試驗方法

於試體施加相當於基準面壓 $\sigma_0$ 之抗壓載重，且施加相當於基準抗剪應變 $\gamma_0$ 之水平振幅。溫度以 $-10^{\circ}\text{C}$ 、 $0^{\circ}\text{C}$ 、 $20^{\circ}\text{C}$ 、 $40^{\circ}\text{C}$ 四種為原則。加載波形及頻率與前(三)2節同，試驗中需量測並控制試體的溫度。

又將試體事前於恆溫槽加熱與冷卻後再置於壓縮抗剪試驗設施評估時，至少需量測試體之中心及上下端，以確認達到規定之溫度條件。

#### (3) 計算

依前(三)2節算出水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係

數及降伏載重中必要者。

#### (4) 記錄

除依前(三)2節所列內容記錄外，再依水平復元力特性值之水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中，取必要者與溫度之關係用圖表表示。

### 5、反覆變形依存性試驗

#### (1) 試驗設施

用前(二)3節所述之壓縮抗剪試驗設施。

#### (2) 試驗條件及試驗方法

於試體施加相當於基準面壓 $\sigma_0$ 之抗壓載重，再連續施加相當於基準抗剪應變 $\gamma_0$ 之水平振幅50循環次。加載波形與頻率與前(三)2節同。對具有阻尼功能之積層橡膠，由於反覆變形，內部將發熱，除量測試體的溫度外，需於上述50循環次反覆變形試驗後，冷卻至初期加熱前之溫度，再以同條件施加三循環次。

#### (3) 計算

依前(三)2節算出水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中必要者。唯評估反覆循環次為1、3、5、10、

30、50 次，如有再施加三次循環次之外力時，需再加其第三次。

#### (4) 記錄

除依前(三)2節所列內容記錄外，就水平復元力特性值之水平等價剛度、降伏後剛度、等價阻尼係數及降伏載重中必要者與反覆次數之關係用圖表表示。

#### (五) 極限性能試驗

本項試驗係為量測水平及垂直方向之極限特性而實施。各試驗依基準面壓 5Mpa、10Mpa、15Mpa，基準抗剪應變 50%、100%、150% 中選取後按照下述順序實施。又為評估試驗結果之偏差，試體以同一試驗條件用 3 個以上為宜。

##### 1、水平極限性能試驗

###### (1) 試驗設施

用前(二)3節之壓縮抗剪試驗設施。

###### (2) 試驗條件及試驗方法

於試體上施加相當於基準面壓 $\sigma_0$ 之抗壓載重，再施加水平變形至剪斷破損。加載速度與積層橡膠之地震反應速度（用縮小模型時為抗剪應變速度）同程度為宜，此動力加載如有困

難時，可改用靜力試驗。

### (3) 計算

本項試驗以增大變形加載為前提，為調查大變形領域之履歷復元力特性為目的時，可事前作一定振幅之反覆加載試驗。

破斷時之水平方向變位與載重以剪斷破斷變位及剪斷破斷載重評估。積層橡膠之二次形狀係數小，面壓高時，破斷前於復元力特性上將產生負傾度。此負傾度現象也為安全餘裕檢討上之標的之一，因此對最大載重時之水平變位及水平載重，需以負傾度發生變位，負傾度發生載重評估（圖 5-9）。

### (4) 記錄

記錄下列事項（載重以應力、變位以應變換算值亦可）。唯壓縮荷重非目標值需記錄量測值。

- (a) 試驗體之種類、形狀及方法、一次形狀係數及二次形狀係數。
- (b) 試驗體之名稱。
- (c) 試驗溫度。
- (d) 加載速度。
- (e) 壓縮荷重。

- (f) 剪斷破斷變位、剪斷破斷荷重。
- (g) 負傾度發生變位，負傾度發生荷重。
- (h) 試驗年月日。
- (i) 水平荷重與水平變位關係圖（水平極限特性），且必要時記錄下列事項。
- (j) 鉛直變位與水平變位關係圖（沈侵特性）。
- (k) 鉛直荷重與水平變位關係圖及(g)之負傾度發生變位、負傾度發生荷重，僅在負傾度現象發生時記錄。

## 2、垂直極限性能試驗

### (1) 試驗設施

用前(二)3節壓縮抗剪設施及拉張剪斷試驗設施(與壓縮抗剪試驗設施同一構造但能拉張之設施)。

### (2) 試驗條件及試驗方法

於試體施加相當於基準剪斷應變 $\gamma_0$ 之水平變位，於拉張或壓縮方向破斷(或壓壞)為止施加垂直變形。加載速度與地震反應(縮小模型時用剪斷應變速度)同程度為宜。此動力加載如有困難時，可改用靜力試驗。

### (3) 計算

壓縮破壞時之垂直方向變位與載重以壓縮破壞變位及壓縮破壞載重評估。又拉張破壞時之垂直方向變位與載重以拉張破斷變位以拉張破斷載重評估（圖 5-10）。

#### （4）記錄

記錄下列事項（載重以應力、變位以應變換算值亦可）但水平變位非目標值，而是記錄量測值。

- （a） 試驗體之種類、形狀及方法、一次形狀係數及二次形狀係數。
- （b） 試驗裝置之名稱。
- （c） 試驗溫度。
- （d） 加載速度。
- （e） 水平變位。
- （f） 壓縮破壞變位、壓縮破壞載重或拉張破斷變位、拉張破斷荷重。
- （g） 試驗年月日。
- （h） 垂直荷重-鉛直變位特性（垂直極限特性）。

又壓壞破斷有困難時，（f）壓壞破斷變位及壓壞破斷載重可改以最高壓縮載重及最大壓縮變位記錄。

## 第二節 隔震用積層橡膠之試驗法

有關橡膠材料之物性試驗方法說明如下：

### 1、試驗條件

試驗室之溫度、濕度，試驗片之製作方法，厚度、寬度之量測方法等均以 JIS K6250-1997「加硫橡膠及熱可塑性橡膠之物性試驗通則」所規定之一般條件為準。

主要的一般條件示如下：

- 實驗室之標準狀態 溫度  $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$

相對濕度  $(50 \pm 5)\%$

- 實驗片之標準狀態需經加硫後 16 小時，試驗前置於實驗室之標準狀態 3 小時以上為原則。

### 2、拉張試驗

拉張試驗可以 JIS K6251-1993「加硫橡膠之抗拉試驗方法」為準。試驗片形狀原則上以啞鈴狀 3 號形或 5 號形為準。

基本事項示如下：

- 試驗片形狀：啞鈴狀 3 號形或 5 號形
- 試驗片數：3 個以上

- 試驗條件：拉張速度  $500 \pm 50 \text{ mm/min}$
- 量測〈計算〉項目：抗拉強度 切斷時伸長量

### 抗拉應力

- 試驗結果整理：以中央值 (Median) 整理

## 3、老化後抗拉試驗

### (1) 目的

本項試驗係將加硫橡膠用試驗爐以規定溫度加熱至規定時間以促進橡膠劣化，並求相當於 60 年後之物理特性質，比對加熱處理前後之變化程度，以調查加硫橡膠之老化性。

### (2) 試驗方式

#### A、老化年數之推算方法

活性化能量之計算方法與老化年數之推算方法參見附錄一。對老化條件，被覆橡膠係以空氣加熱老化，內部橡膠係以空氣遮斷熱老化實施為原則。又以天然橡膠為主要成份者，老化溫度之上限以  $100^{\circ}\text{C}$  以下為宜。且老化年數以  $20^{\circ}\text{C}$  換算相當於 60 年為準。

#### B、促進老化方法

用 A 項所求得活性化能量，以  $20^{\circ}\text{C}$  換算相當於 60 年促進老化。老化試驗方法之細節依 JIS K6257-1993「加硫橡膠之老化試驗方



法」為準。

#### C、拉張試驗方法

採用經老化處理之橡膠樣本作拉張試驗。拉張試驗方法參見本章第 2 節。

基本事項如下：

- 試驗片形狀：啞鈴狀 3 號形或 5 號形
- 試驗片數：3 個以上
- 老化年數：20°C 換算相當於 60 年
- 老化條件：20°C 換算能顯出相當於 60 年老化之溫度與時間

內部橡膠以空氣遮斷加熱，被覆橡膠以空氣加熱為準。

活性化能量：原則上由切斷時之伸長量 (Eb) 求得。

拉張試驗條件：拉張速度  $500 \pm 50 \text{ mm/min}$

量測 (計算) 項目：抗拉強度 切斷時伸長量

抗拉應力 (M100、M300)

試驗結果整理：以中央值整理

#### 4、硬度試驗

硬度試驗可以 JIS K6253-1997「加硫橡膠及熱可塑性橡膠之硬度試驗

方法」為準。國際橡膠硬度 (IRHD)，及硬度計硬度兩者中取一作硬度試驗。

基本事項示如下：

- 試驗方法：國際橡膠硬度試驗或硬度計硬度試驗
- 試驗片形狀：上下面需平滑且平行。厚度依硬度所規定之各種厚度為準。
- 試驗片數：一個
- 量測方法：用對應各試驗法之試驗機（硬度計）量測
- 量測項目：各試驗法之硬度
- 計算結果整理：國際橡膠硬度取 3 點或 5 點量測值之中央值，硬度計硬度取 5 點量測值之平均值，均以整數表示。

## 5、粘接試驗

粘接試驗可以 JIS K6256-1993「加硫橡膠之粘接試驗方法」之「5 金屬片與橡膠之 90 度剝離試驗」為準，求剝離強度，並記錄剝離破損之種類。也可用第 6 節所述抗剪試驗片，依剪斷破壞作為粘接試驗。

基本事項示如下：

- 試驗片形狀：以厚 6mm，寬 25mm，長 125mm 之橡膠對厚 1.5mm，寬 25mm，長 60mm 之金屬片，使寬 25mm，長 25mm 之粘接面

約位於金屬片中央粘接。

- 試驗片數：4 個
- 試驗條件：試驗片夾具之移動速度  $50 \pm 50 \text{ mm/min}$
- 量測（計算）項目：剝離強度
- 觀察項目：剝離破損之種類與比例
- 試驗結果整理：剝離強度以 4 個平均值整理，記錄剝離破損種類與比例

## 6、抗剪試驗

### (1) 目的

本試驗係將與金屬片粘接之橡膠反覆施加抗剪變形，以調查該時之抗剪彈性模數與損失係數。亦可依單方向加載，以調查剪力破斷之特性。

### (2) 試驗設施

本試驗應具備有能裝置試驗片之妥適夾具，及量測試驗時之荷重及變形量的設施，且需施加正弦波或三角波之動力荷重。

### (3) 試驗片

#### A、試驗片之形狀及尺寸

試驗片用 (a) ~ (c) 所示金屬片與橡膠塊粘接著，以 (b)、(c)

為宜。

(a) 單塊重疊抗剪型

如圖 5-11 所示以兩片金屬片與單一橡膠塊粘接者。橡膠塊之尺寸為厚  $3.0 \pm 0.1\text{mm}$ ~ $6.0 \pm 0.1\text{mm}$ ，寬  $25\text{mm} \pm 0.1\text{mm}$ ，長  $25 \pm 0.1\text{mm}$  之方柱，或厚  $3.0 \pm 0.1\text{mm}$ ~ $6.0 \pm 0.1\text{mm}$  直徑  $25 \pm 0.1\text{mm}$  之圓柱。

(b) 兩塊重疊抗剪型

如圖 5-12 所示以三片金屬片與兩個橡膠塊粘接者。單一橡膠塊之尺寸為厚  $3.0 \pm 0.1\text{mm}$ ~ $6.0 \pm 0.1\text{mm}$ ，寬  $25 \pm 0.1\text{mm}$  長  $25 \pm 0.1\text{mm}$  之方柱，或厚  $3.0 \pm 0.1\text{mm}$ ~ $6.0 \pm 0.1\text{mm}$  直徑  $25 \pm 0.1\text{mm}$  之圓柱。

(c) 四塊重疊抗剪型

如圖 5-13 所示以四片金屬片與 4 個橡膠塊粘接者，單一橡膠塊之尺寸為厚  $3.0 \pm 0.1\text{mm}$ ~ $6.0 \pm 0.1\text{mm}$ ，寬  $25 \pm 0.1\text{mm}$ ，長  $25 \pm 0.1\text{mm}$  之方柱，或厚  $3.0 \pm 0.1\text{mm}$ ~ $6.0 \pm 0.1\text{mm}$  直徑  $25 \pm 0.1\text{mm}$  之圓柱。

B、試驗片數：兩個以上

(4) 試驗方法

## A、試驗條件

試驗條件如下：

- (a) 試驗室之標準狀態以 JIS K6250-1977 之「6.1 試驗室之標準狀態」為準
- (b) 實施溫度有關性實驗時，試驗溫度自表 5-1 中選取。容許誤差均為  $\pm 2^{\circ}\text{C}$
- (c) 試驗片之保管以 JIS K6250-1997 之「6.2 試料及試片之保管」為準。

## B、操作方法

- (a) 將金屬片設置於試驗設施之夾具中，往橡膠塊被剪斷之方向加振
- (b) 加振可用正弦波或三角波，唯以正弦波反覆加振為原則
- (c) 加振次數 3 次以上，量測第三次值
- (d) 加振頻率從表 5-2 中選取，以 0.3Hz 為宜
- (e) 抗剪應變量自表 5-3 選取。原則上以  $\pm 100\%$ ， $\pm 200\%$  實施。  
應變量以變位之單邊振幅（或全振幅之 1/2）除以變形前之橡膠厚度求得。
- (f) 抗剪試驗係以靜力單向加載，量測破斷時之破斷強度及破斷

應變。若作粘接試驗用時，亦應記錄破損種類及比率。

#### (4) 計算

如圖 5-14 所示，記錄載重-變位關係，求加振第三次之抗剪彈性常數，損失角，以求取抗剪彈性模數，損失係數。圖 5-14 之長方形 ABCD 之面積  $2\overline{W}$ ，載重-變位曲線所包圍之面積設為  $\Delta\overline{W}$ ，各特性質以下式計算

$$k^* = \frac{P_o}{X_o} = \frac{\overline{BC}}{\overline{AB}} \quad (5.1)$$

$$\sin \delta = \frac{2\Delta\overline{W}}{\pi\overline{W}} \quad (5.2)$$

$$k_1 = k^* \cos \delta \quad (5.3)$$

$$k_2 = k^* \sin \delta \quad (5.4)$$

$$l = \frac{k_2}{k_1} = \tan \delta = \frac{\sin \delta}{\sqrt{1 - \sin^2 \delta}} \quad (5.5)$$

$$G_{ap} = \frac{h}{A} k_1 \quad (5.6)$$

$$G = \frac{h}{A} k^* \quad (5.7)$$

式中， $P_o$ ：最大載重與最小載重差之 1/2

$X_o$ ：最大變位與最小變位差之 1/2

$k^*$ ：絕對彈性係數 (N/m)

$k_1$ ：貯藏抗剪彈性係數 (N/m)

$k_2$ ：損失抗剪彈性係數 (N/m)

$l$ ：損失係數

$\delta$ ：損失角

$G_{ap}$ ：擬似貯藏抗剪彈性係數 (Pa)

$G$ ：由絕對彈性係數所求得抗剪彈性模數 (Pa)

$h$ ：橡膠厚度

$A$ ：橡膠斷面積 ( $m^2$ )

#### (5) 記錄

試驗結果需記錄下列事項

- A、 抗剪彈性係數與損失係數 (各應變 100%、200% ) 破斷強度、破斷應變
- B、 載重-變位關係
- C、 試驗溫度
- D、 加振頻率、波形
- E、 試驗片之形狀、尺寸

F、 試驗片數

G、 其他必要事項

## 7、低變形抗拉試驗

低變形抗拉試驗以 JIS K6254-1993「加硫橡膠於低變形之應力、應變試驗方法」之「5.低變形抗拉試驗」所述方法實施。唯應變量如無特別規定可以 25% 為準。

本項試驗係前 6 節所述抗剪試驗無法實施時所代用之試驗方法，因此可依需要使用。其抗剪彈性係數以下式計算

$$G_{\varepsilon} = \frac{\sigma_{\varepsilon}}{\alpha - \frac{1}{\alpha^2}} \quad (5.8)$$

式中， $G_{\varepsilon}$ ：抗拉應變  $\varepsilon$  % 時之靜性抗剪彈性係數

$\sigma_{\varepsilon}$ ：抗拉應變  $\varepsilon$  % 時之抗拉應力

$$\alpha : \alpha = 1 + \frac{\varepsilon}{100}$$

$$(\varepsilon = 25\% \text{ 時, } G_{\varepsilon} = 1.639 \times \sigma_{\varepsilon})$$

基本事項示如下

A、 試驗片形狀 短冊狀 1 號形或 2 號形

B、 試驗片數 2 個



C、試驗方法 抗拉速度  $50 \pm 5 \text{ mm/min}$ ，應變 25%

D、試驗結果之整理 2 個試驗片之平均

## 8、拉裂試驗

拉裂試驗可以 JISK6252-1993「加硫橡膠之拉裂試驗方法」為準，求取拉裂強度。試驗片形狀以弦月形型或無缺口角鋼形。

基本事項示如下：

A、試驗片形狀弦月狀形或無缺口角鋼形

B、試驗片數 同一方向 5 個以上

C、試驗條件 試驗片夾具之移動速度  $500 \pm 50 \text{ mm/min}$

D、量測(計算)項目 拉裂強度

E、試驗結果整理 以中央值整理

## 9、低溫脆性化試驗

低溫脆性化試驗可以 JISK6261-1997「加硫橡膠及熱可塑性橡膠之低溫試驗方法」之「4.低溫衝擊脆性化試驗」為準。本項試驗係在規定條件下，於試驗片施加衝擊彎曲時，從試驗片有無產生破壞，量測衝擊脆性化溫度及衝擊脆性化極限溫度。

基本事項示如下：

A、試驗片形狀 A 形或 B 形

B、試驗片數 對各溫度水準至少 10 個以上

C、試驗條件 試驗溫度由-100°C 至室溫

衝擊具速度  $2.0 \pm 0.2 \text{ m/s}$

D、量測(計算)項目 衝擊脆性化溫度或衝擊脆性化極限溫度。衝擊脆性化溫度自試驗片有無破壞，由計算或圖解法求取。

E、試驗結果整理 溫度以整數表示

## 10、耐環境試驗

### (1) 耐藥品試驗

耐藥品試驗方法可以 JIS K 6258-1993「加硫橡膠之滲浸試驗方法」為準。本項試驗係以水、鹽水、酸、鹼等液體，為量測機械性質之變化而實施。

A、試驗片形狀 啞鈴狀試驗片，其他

B、試驗片數 3 個。抗拉試驗 3 個以上。硬度試驗 1 個

C、試驗條件 耐藥品試驗之種類，從下列兩種選取

(a) 滲浸試驗

(b) 片面滲浸試驗

D、量測項目 可自下列 9 種項目中選擇，原則上選 (f)(g)(h)

(i) 四項。

- (a) 質量變化率
- (b) 體積變化率
- (c) 抽出物之質量比例
- (d) 尺寸變化率
- (e) 表面積變化率
- (f) 抗拉強度變化率
- (g) 切斷時伸長量變化率
- (h) 抗拉應力變化率
- (i) 硬度變化

試驗結果整理 (a) (b) (c) (d) (e) 取 3 個試驗片之中央值，  
以整數表示。(f) (g) (h) (i) 以整數表示。

## 11、臭氧劣化試驗

臭氧劣化試驗可以 JIS K 6259-1993「加硫橡膠之臭氧劣化試驗方法」之「4.靜力臭氧劣化試驗」為準。

本項試驗係於人造含低濃度臭氧之空氣中，將施加靜力抗拉應變之試驗片暴露，評估龜裂狀態至產生龜裂之時間，及不產生龜裂之最大抗拉應變。

評估方法有下列三種，原則上以 (a) 為宜

(a) 龜裂狀態觀察法

(b) 龜裂發現時間量測法

(c) 臨界應變及極限應變量測法

基本事項示如下：

試驗片形狀 短冊狀試驗片，工字狀試驗片，啞鈴狀 1 號形等

試驗片數 原則上用 3 個

試驗條件 試驗溫度  $40 \pm 2^{\circ}\text{C}$  為原則

試驗濕度 相對濕度 65% 以下為原則

臭氧濃度  $50 \pm 5\text{ppm}$  為原則

抗拉應變 除有特別規定，用  $(20 \pm 2)\%$

量測（計算）項目 龜裂狀態之觀察，龜裂發生時間，臨界應變  
及極限應變

試驗結果整理 對龜裂狀態之觀察，記錄 3 個試驗片之龜裂狀  
態及其試驗時間

### 第三節 積層橡膠之耐久性試驗

#### (一) 經年變化特性試驗

##### 1、目的

本項試驗係將積層橡膠以規定溫度加熱規定時間後，量測水平剛性、阻尼性能、極限性能等，求其對加熱前之數值變化，以評估積層橡膠之經年變化而實施。

##### 2、試體

依據前述積層橡膠力學特性試驗章節之規定選定試體。

##### 3、試驗設施

主要試驗設施及使用方法說明如下：

##### (1) 老化試驗設施

將積層橡膠加熱促進老化之設施，可採用具備自動溫度調節器之老化試驗機，或用同等試驗機。槽內各部份溫度，需在積層橡膠擬保持之老化試驗所規定溫度範圍內。

##### (2) 壓縮抗剪試驗設施

為評估老化前後積層橡膠之力學特性，可採前積層橡膠力學特性章節所定之試驗設施。

### (3) 基層橡膠加壓試驗設施

由於加熱老化時，需施加一定軸力，因此，此設施需具有能將規定軸力長時間保持之構造，通常以單杯控制軸力與變位之構造均可適用。

## 4、試驗方法

### (1) 試驗條件

A、老化溫度以  $100^{\circ}\text{C}$  以下為準

B、老化時間依附錄一「活性化能量之計算與老化年數推算法」為準，原則上採用以溫度  $20^{\circ}\text{C}$  時相當於 60 年所換算之促進老化時間。

C、老化後之積層橡膠特性，原則上以水平剛性、阻尼性能、水平極限性能為評估對象，且各試驗之試驗條件依前積層橡膠力學特性章節基本特性試驗及水平極限性能試驗為準。

### (2) 操作方法

A、試體之初期特性以前積層橡膠之力學特性試驗章節基本特性試驗及水平極限性能試驗評估。

B、將用 A 項評估之試體（水平極限性能試驗除外）置於設定規定溫度之試驗槽內加熱老化。此時，積層橡膠宜施加一定

軸力。此軸力適用積層橡膠之力學特性章節所定之基準面壓

$\sigma_0$ 。

- C、以規定時間使試體老化後自試驗槽取出，冷卻 24 小時以上，依積層橡膠之力學特性試驗章節基本特性及水平極限性能試驗評估。

## 5、計算

力學特性之變化率，以下式算得

$$A_c = \frac{X_1 - X_0}{X_0} \quad (5.9)$$

式中， $A_c$ ：老化前之量測值對老化後之變化率（%）

$X_0$ ：老化前之量測值

$X_1$ ：老化後之量測值

## 6、記錄

試驗報告上以記錄下列事項為原則

- A、水平剛性、阻尼性能、水平極限性能之變化率
- B、積層橡膠之形狀及尺寸、形狀係數、橡膠性質
- C、老化溫度及老化時間／換算溫度及推算年齡
- D、活性化能量

## E、其他必要事項

### (二) 壓縮潛變試驗

#### 1、目的

本項試驗係於積層橡膠施加壓縮載重，評估其潛變而實施。。

#### 2、試驗法概述

潛變試驗，以量測相當於建物使用時間，約 60 年之潛變量。目前所實施的潛變試驗，有以常溫試驗及高溫下的促進試驗兩種。常溫潛變試驗，適合實際使用溫度之試驗方法，為評估長期特性需化長年的歲月，而高溫下之促進潛變試驗，雖可將長期潛變量在此比較短的時間內予以評估，但必需確實把握高溫與低溫之潛變相關性。

以下所述係以目前為止試驗例採用較多的常溫潛變試驗法為準。

#### 3、試體

採用前積層橡膠力學特性試驗章節所述之試體。因其潛變量受一次形狀之影響，試體之一次形狀係數需與實際試體相同。

#### 4、試驗設施

需為可長期穩定施加垂直載重之構造，且需能量測試體之垂直變位（圖 5-15）。載重之施加有錘載及油壓加載兩種方式。由溫度



變化所引起之膨脹收縮，積層橡膠之高度將變化，因此以使用能控制試體溫度之試驗設施為宜。

## 5、試驗方法

### (1) 斜溫度調節

試體需加硫後以常溫冷卻 24 小時以上，且試驗前需在量測溫度下放置 6 小時以上。但內部溫度如能確認已達量測溫度，則不在此限。

### (2) 量測

量測垂直載重、垂直變位、溫度、時間。

### (3) 溫度

宜用溫度控制試驗，有困難時可量測積層橡膠表面溫度，再作溫度修正。

A、有溫度控制時 ( $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$ )

B、無溫度控制時 (常溫)

### (4) 載重

基準面壓  $\sigma_0$  自 5M Pa、10M Pa、15M Pa (50、100、150 kgf/cm<sup>2</sup>) 中選取，施加相當於該面壓之垂直載重。

### (5) 潛變量測方法

先量測施加载重前之試體高度，再於施加载重一分鐘後，量測變形量。因潛變特性如後述係以對數時間軸評估，故量測時間需設定在經  $10^n$  分解後，至少具有  $10 \times n$  個以上資料能於對數時間軸上幾近等間格取得。

## 6、計算

### (1) 潛變量計算

潛變率  $\varepsilon_{creep}$  可用下式求得

$$\varepsilon_{creep}(\%) = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad (5.10)$$

式中， $\Delta H$ ：潛變變位量（施加载重一分鐘後之變化量）

$H$ ：橡膠總高度

如無溫度控制時，考量橡膠之膨脹收縮，用下式以  $20^\circ\text{C}$  作溫度修正。

$$\varepsilon_{creep}(\%) = \frac{\Delta H - H \times (t - 20) \times \rho}{H} \times 100 \quad (5.11)$$

式中， $t$ ：橡膠之表面溫度 ( $^\circ\text{C}$ )

$\rho$ ：積層橡膠高度方向之線膨脹係數

線膨脹係數可以下述步驟求得

A、試體尺寸與潛變試驗用試體相同

B、20°C與0°C~40°C間之三基準溫度，溫度先設定在10°C以上，以各溫度調整後，量測積層橡膠之高度，調整方法為2.5試驗方法之1溫度調整實施。

C、以20°C為基準，各溫度 $t$ 之線膨脹係數可用下式求得。

( $H_t$ 、 $H_{20}$ 為溫度 $t$ °C與20°C之積層橡膠高度， $h_{20}$ 為溫度20°C之橡膠部總高度)

$$\rho_t = \frac{H_t - H_{20}}{(t - 20) \times h_{20}} \quad (5.12)$$

求此三溫度基準之線膨脹係數之平均值，作為(5.11)式用之線膨脹係數。

## (2) 長期潛變預估

將時間與潛變率之關係點於兩對數軸之圖表中(見圖5-16)。

潛變之預估用(5.13)式求式中之 $A$ 、 $B$ 、 $n$ ，以推估長期之潛變率。

$$\epsilon_{creep} = A \cdot \log(t) + B \cdot t^n \quad (5.13)$$

式中， $t$ 表示時間

## 7、記錄

試驗報告內，原則上記錄下列事項

- A、量測年月日
- B、量測溫度
- C、施加载重（面壓）
- D、試體圖面
- E、裝置概要
- F、潛變曲線
- G、加载初期載重時之下沈量
- H、以  $20^{\circ}\text{C}$  預估之潛變率
- I、其他必要事項

## 附錄一、活性化能量之計算與老化年齡之推估法

### 1、基本理論

對於利用加熱促進劣化以推估老化現象之計算，可以下式為基礎

$$K = A \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (\text{附 1})$$

式中， $K$ ：速度定數（時間<sup>-1</sup>）

$A$ ：頻度因子

$E_a$ ：活性化能量（J/mol）

$R$ ：氣體常數（=8.313 J/mol/K）

$T$ ：溫度（°K）

設置環境溫度  $T_0$ ，時間  $t_0$  所產生之變化與促進溫度  $T_y$ ，促進時間  $t_y$  所產生之變化，若假設相等，則可得下式

$$\ln\left(\frac{t_0}{t_y}\right) = \frac{E_o}{K} \left(\frac{1}{T_o} - \frac{1}{T_y}\right) \quad (\text{附 2})$$

整理後可得

$$\ln(t_y) = \frac{E_o}{R} \left(\frac{1}{T_y} - \frac{1}{T_o}\right) + \ln(t_o) \quad (\text{附 3})$$

由上二式可知，若橫軸取絕對溫度之倒數，縱軸取時間之自然對數，則兩者間為線性關係，且斜率為 $(E_a / R)$ 。

## 2、試驗設施

本項試驗使用 JIS K6257-1993「加硫橡膠之老化試驗方法」所述之試驗設施。拉張試驗使用 JIS K6251-1993「加硫橡膠之拉張試驗方法」所述之試驗設施。

## 3、試片

試片原則上用 JIS K6251-1993「加硫橡膠之拉張試驗方法」之 4.試片中 Danble3 號形或 5 號形。

## 4、老化試驗方法

老化試驗方法原則上以 JIS K6257-1993「加硫橡膠之老化試驗方法」為準，但 JIS 所述之老化時間、老化溫度僅作為參考值，溫度至少設三基準，如 70°C、80°C、100°C。老化時間為抗拉強度等特性值之變化能觀察得到為原則，至少需設四基準。對內部橡膠以空氣遮斷熱老化，被覆橡膠以空氣熱老化實施。

## 5、量測方法

將試片以所定時間老化後，依 JIS K6251-1993「加硫橡膠之拉張試驗方法」實施拉張試驗，量測抗拉強度、切斷時伸長量及抗拉應力。

## 6、計算方法

- (1) 老化時間與抗拉強度、切斷時伸長量或抗拉應力之殘留率關係點示於圖附 5-1 上。抗拉強度、切斷時伸長量或抗拉應力之殘留率以 JIS K6257-1993 之 4.5.1 項(2)式算出。
- (2) 以各老化溫度算出對一定變化度（例  $E_b$  之殘留率 80%）之老化時間（ $t_1$ 、 $t_2$ 、 $t_3$ …）
- (3) 老化溫度（絕對時間）之逆數（ $1/T_1$ 、 $1/T_2$ 、 $1/T_3$ …）以橫軸，  
（2）所求得老化時間之自然對數以縱軸，作其相關圖（圖附 5-2）
- (4) 由上題求一次回歸直線，由其傾斜（ $=\frac{E_a}{R}$ ）算出活性化能量。

$E_a$ ：活性化能量 J/mol (Kcal/mol)

$R$ ：氣體常數 8.313 J/mol/K (1.986 Kcal/mol/K)

- (5) 促進老化時間之推估

由附 3 式或附 2 式，求於設定促進溫度之促進時間。

## 附錄二、彈性滑動支承之試驗例

### 1、試驗項目

分為力學特性試驗及耐久性試驗，說明如下：

#### (1) 力學特性試驗

##### (a) 基本特性試驗

(b) 對水平復元力特性之各依存性試驗（面壓、頻率、速度、溫度、反覆循環次數等）

#### (2) 耐久性試驗

##### (a) 積層橡膠部之潛變試驗

##### (b) 積層橡膠部之水平剛性經年劣化試驗

##### (c) 滑動材之反覆耐久試驗

### 2、試體與試驗設施

#### (1) 試體

可用實際彈性滑動支承或縮小模型。也可將構成彈性滑動支承之積層橡膠部份及滑動材部份之單體作為試體。

#### (2) 試體設施



本項試驗設施與積層橡膠之試驗相同，採用可同時施加垂直載重與水平載重之壓縮抗剪設施。

### 3、力學特性試驗

#### (1) 基本特性試驗

##### (a) 壓縮試驗

本項試驗係彈性滑動支承於水平方向未受變形狀態下，將規定壓縮載重為中心，以任意載重振幅之變動載重反覆施加三循環次以上，量測其垂直載重與垂直變位。

垂直復元力特性以垂直剛性評估。如同積層橡膠之試驗法，用附 2.1 式評估。

$$K_v = \frac{P_2 - P_1}{\delta_{v2} - \delta_{v1}} \quad (\text{附 4})$$

##### (b) 壓縮抗剪試驗

本項試驗係於彈性滑動支承在承載規定壓縮載重狀態下，於水平方向反覆施加規定之變位振幅三循環次以上，量測其水平與垂直載重。

水平方向之復元力特性，係以滑動部份至滑動時之初期剛性  $K_s$  與摩擦係數  $\mu$  評估。又有以滑動發生時之靜摩擦係數  $\mu_s$  評估者。此值之算式示如下（圖附 5-3）

$$K_s = \frac{Q_s}{\delta_{H1}} \quad (\text{附 5})$$

$$\mu = \frac{Q_1 - Q_2}{2P_o} \quad (\text{附 6})$$

$$\mu = \frac{Q_s}{P_o} \quad (\text{附 7})$$

式中， $P_o$ ：施加於彈性滑動支承之垂直載重

$Q_1$ 與 $Q_2$ ：變位為 0 時之載重

$Q_s$ ：開始滑動時之載重

$\mu$ ：開始滑動時之變位

## (2) 水平復元力特性之各種依存性試驗

對水平復元力特性，有面壓、頻率、速度、溫度、反覆循環次數等依存性需評估。各項目之評估如表附 5-1 所示。

## 4、耐久性試驗

### (1) 積層橡膠部之潛變試驗

彈性滑動支承積層橡膠部之潛變特性與積層橡膠之試驗同。

### (2) 積層橡膠部水平方向剛性之經年劣化試驗

彈性滑動支承積層橡膠部水平方向剛性之經年劣化，與積層橡膠之試驗同，以高溫下之加溫促進劣化預估。

### (3) 滑動材之反覆耐久性試驗

本項試驗係在任意軸壓載重下，於水平方向多次施加反覆變形。對反覆耐久性，也有以滑動材之面壓  $P$  與加載速度  $V$  之乘積  $P \cdot V$  與極限循環次數  $N$  之關係檢討者。

## 第四節 美國 FEMA273 及 274 規範 (1997 年版)

### 之相關規定

有關隔震系統之測試與設計性質, FEMA273 及 274 規範中之相關規定如下:

#### (一) 通則 (9.2.9.1 節)

用於隔震結構設計與分析之隔震系統變形特性與阻尼值應基於在施工前經過選擇的元件進行下列測試, 隔震系統元件測試應包括隔震器、抗風系統及附加消能器, 假如這些元件及裝置於設計中被使用的話。

在本節中所述之測試可建立隔震系統之設計性質, 但不可視為滿足 9.2.7.2I 節之製造品質控制試驗。

#### (二) 原型試驗 (9.2.9.2 節)

##### 1、通則

原型試驗應分別在隔震系統中每一型式之兩個實尺寸試體上進行。試體應包括抗風系統元件及個別之隔震器, 假如這些元件被使用於設計中。附加消能器應依第 9.3.8 節之規定測試。經過試驗後之試體除非經過允許否則不可用於施工。

##### 2、紀錄

對於測試之每一循環, 應記錄測試試體之受力-變形與遲滯行為。

### 3、順序與循環數

下列之測試順序應在所有相同型式大小之隔震器中以一垂直載重等於一平均值  $Q_D + 0.5Q_L$  之情況下以規定之循環數進行測試。

- (1) 在相單於設計風力之側力加載下進行 20 個完全反覆循環。
- (2) 在每一個位移為  $0.25D_D$ 、 $0.50D_D$ 、 $1.0D_D$ 、及  $1.0D_M$  下進行 3 個完全反覆循環。
- (3) 在總最大位移  $1.0D_{TM}$  下進行 3 個完全反覆循環。
- (4) 在設計位移  $1.0D_D$  下進行  $30S_{DI}/S_{DS}B_D$  但不超過 10 次之完全反覆循環。

若一隔震器亦為一個支承垂直載重之元件則前述第 2 項之循環測試順序應在下列二種額外垂直載重情況下進行。

- (1)  $1.2Q_D + 0.5Q_L + |Q_E|$
- (2)  $0.8Q_D - |Q_E|$

其中 D, L 及 E 分別表示靜、活及地震載重，而  $Q_D$  及  $Q_L$  分別為靜載重與有效活載重，在一個別隔震器單元上之垂直試驗載重應包括因地震所引致之傾覆載重增量  $Q_E$ ，其值應大於或等於所對應之測試位移下尖峰地震垂直力反應。在這些測試中，組合垂直載重應取在相同型式及大小之隔震器上之典型或平均向下力。

### 4、與載重速率相關之隔震器

若隔震器之受力-變形性質與載重速率相關則 9.2.9.2C 節所述之每一試驗應在一個特定頻率下以動態方式進行，此頻率為隔震結構之有效週期之倒數。若使用縮尺寸原型試體以量化隔震器之速率相關性質、則縮尺寸原型試體應與實尺寸原型有相同之型式、材料及相同之製造過程與品質，同時應在實尺寸原型載重速率之頻率下進行測試。

- (1) 當在一頻率等於隔震結構有效週期之倒數下進行測試。
- (2) 當在隔震結構有效週期之 0.1 至 2 倍下之頻率區間中之任一頻率下測試時，一個隔震器之受力-變形性質若在設計位移下於有效勁度之差異超過正負 10% 以上時，應考慮為載重速率相關。

#### 5、與雙向加載相關之隔震器

若隔震器之受力-變形性質與雙向加載相關，則在 9.2.9.2C 及 9.2.9.2D 所述之試驗，應增加下列總設計位移增量為 0.25 及 1.0；0.75 及 1.0；.0 及 1.0 下之雙向載重。若使用縮尺寸原型試體以量化隔震器之雙向載重相關之性質，則縮尺寸原型試體應與實尺寸原型有相同之型式、材料及相同之製造過程與品質。

若一隔震器在設計位移下之雙向與單向受力-變形性質於有效勁度之差異超過正負 15% 以上時則應視為雙向載重相關。

#### 6、最大與最小垂直載重

承載垂直力之隔震器應在最大位移下進行最大與最小垂直載重之靜態測試，在這些試驗當中，最大垂直力取  $1.2Q_D + 1.0Q_L + |Q_E|$  而最小垂直力取  $0.8Q_D - |Q_E|$ 。在各隔震器上之地震垂直載重  $Q_E$  應為最大考量地震所引致之建築反應峰值。

## 7、可置換式抗風系統

若置換式抗風系統為隔震系統之一部分時，則必須經由測試以建立其極限容量。

## 8、類似之元件測試

若一隔震單元為下列情況，則其原型測試可不需進行。

- (1) 類似之尺寸特性。
- (2) 同樣型號與材料。
- (3) 使用相同製造與品管過程下所製造者。

## (三) 受力-變形特性之決定 (9.2.9.3 節)

隔震器之受力-變形特性應基於 9.2.9.2C 節所述之循環載重測試，隔震單元之有效勁度 ( $K_{eff}$ ) 應在每一變形循環當中以下式計算

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (9.12)$$

其中  $F^+$  與  $F^-$  分別為在正負測試位移  $\Delta^+$  與  $\Delta^-$  下之正負力。

隔震單元之有效阻尼  $\beta_{eff}$  應在每一變形循環當中以下式計算

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{E_{Loop}}{K_{eff} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right] \quad (9.13)$$

其中  $E_{Loop}$  為在每一載重循環當中所消耗之能量而  $K_{eff}$  為有效勁度

#### (四) 系統足夠度 (9.2.9.4 節)

若滿足下列條件則一測試樣品之行為可視為達到足夠。

1、所有在 9.2.9.2 節所述試驗當中之受力-變形特性，有一非負之增量力-承載容量。

2、在 9.2.9.2C 第 (2) 項所述之每一測試位移下之增量及 9.2.9.2C 所述之每一垂直載重情況下若下列之標準符合則可視為足夠。

(1) 在每一試體之每 3 個試驗循環數之有效勁度與平均有效勁度之差異不超過正負 15% 者。

(2) 針對相同型式與大小之隔震器試體進行所需之 3 次循環試驗當中，任意兩試體之平均有效勁度之差異不超過 15%。

3、每一測試試體在 9.2.9.2C 節第 (3) 項所述之循環數  $^{30}S_{D1}/S_{DS}B_D$  (不超過 10) 作用下其初始有效勁度之改變不超過正負 20%。

4、每一測試試體在 9.2.9.2C 節第 (4) 項所述之循環數  $^{30}S_{D1}/S_{DS}B_D$  (不超過 10) 作用下其初始有效阻尼之衰減不超過 20%。

5、對於隔震系統中承載垂直力之所有試體在 9.2.9.2F 節所述之最大總位移靜載重作用下保持穩定。



6、測試試體之有效勁度與有效阻尼都落在結構設計師所用之範圍之內。

(五) 隔震系統之設計性質(9.2.9.5 節)

1、最大與最小有效勁度

隔震系統在設計位移下之最大與最小有效勁度  $K_{D \max}$  與  $K_{D \min}$

應基於 9.2.9.2 節所述之循環試驗並以下式計算

$$K_{D \max} = \frac{\sum |F_D^+|_{\max} + \sum |F_D^-|_{\max}}{2D_D} \quad (9.14)$$

$$K_{D \min} = \frac{\sum |F_D^+|_{\min} + \sum |F_D^-|_{\min}}{2D_D} \quad (9.15)$$

隔震系統在最大位移下之最大與最小有效勁度應基於 9.2.9.2 節所述之循環試驗並以下式計算

$$K_{M \max} = \frac{\sum |F_M^+|_{\max} + \sum |F_M^-|_{\max}}{2D_M} \quad (9.16)$$

$$K_{M \min} = \frac{\sum |F_M^+|_{\min} + \sum |F_M^-|_{\min}}{2D_M} \quad (9-17)$$

對隔震器而言，其受力-變形特性在 9.2.9.2C，9.2.9.2D 和 9.2.9.2E 節中所述之試驗下若分別具有隨垂直承載力，載重速率或雙向載重變化時， $K_{D \max}$  與  $K_{M \max}$  之值視需要而增加，而  $K_{D \min}$  與  $K_{M \min}$  視需要而減少以反映有效勁度量測之變異性。

2、有效阻尼

隔震系統在設計位移下之有效阻尼  $\beta_D$  應基於 9.2.9.2 節所述之循環載重並以下式計算

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_D}{K_{D\max} D_D^2} \right] \quad (9.18)$$

在 (9.18) 式當中，隔震系統每位移循環之總耗能  $\sum E_D$ ，應取所有隔震器在試驗位移等於設計位移  $D_D$  大小之  $\Delta^+$  與  $\Delta^-$  下時量測所得之每循環耗能之和。

隔震系統在最大位移下之有效阻尼應基於 9.2.9.2 節所述之循環載重並以下式計算

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_M}{K_{M\max} D_M^2} \right] \quad (9.19)$$

(9.19) 式中，隔震系統每位移循環之總耗能  $\sum E_M$  應取所有隔震器在試驗位移等於最大位移  $D_M$  大小之  $\Delta^+$  與  $\Delta^-$  下時量測所得之每循環耗能之和。

## 第六章 隔震系統之施工、品管及維護管理

### 第一節 隔震系統施工原則

隔震建築物由隔震設施來支承，藉由中間隔震設施可將上部結構與基礎構造分離，因此其施工計畫與一般建築略有差異，設計者對隔震設施之搬運、安裝順序、抽換方法等與施工計畫有關之事項應於設計階段妥予規劃考量。

#### (一) 施工計畫與施工流程

有關隔震設施之裝設方式，可依裝設之先後順序分為下列兩種：

(設計者應瞭解各方式之特性並反映於設計上)。

##### 1、隔震設施先裝方式

在基礎及建築物四周之開挖工作完成後，將隔震橡膠支承墊裝設於正確位置及高程上，如另有消能器則將其安裝妥適後再進行上部構造之施工，消能器亦可於最後階段再裝設，此種施工方式之施工流程如圖 6-1；施工步驟如圖 6-2 所示。作施工計畫時，應考量由吊車或走道吊舉構件時，隔震支承墊可能水平移動之情況。如圖 6-3 及圖 6-4 所示。因施工順序、安裝計畫不同，對隔震支承墊之水平移動，有時須於施工前臨時加以束制。

若施工中會有大偏心載重或大水平力產生時，為考量其對強度尚

不足之混凝土會造成不良之影響，則應增厚水平支撐或固定夾具等。此項考量需從施工計劃開始擬訂時就應研訂對策並據以監造。

另外，設計者對於隔震設施裝設後至全部建築工程完成期間所必要之養護工作，應選擇適當養護方法。

## 2、隔震設施後裝方式

若欲於全部建築工程完成後再裝設隔震設施時，則需預先設置臨時支承用的夾具以代替隔震橡膠支承墊，並於混凝土工程全部完成後，在隔震層與下部基礎間以千斤頂頂起上部構造並撤除臨時夾具後，再裝設隔震橡膠支承墊。此種施工方式之施工流程如圖6-2。

臨時支承夾具宜配合隔震橡膠支承墊之尺寸來設計製造，以方便螺栓錨碇及橡膠支承墊之抽換。另外，臨時支承夾具具有足夠強度。由於抽換時有千斤頂頂起及下降動作，故需檢核配管設施與外部相接觸時之變形及折曲；並應檢討建築物結構體於千斤頂起降時之安全性。

隔震設施之裝設時需將建築物整體一起頂起後始進行裝設工作（或分區頂起裝設），此宜於施工前妥適規劃。本方法對既有建築物之耐震改善亦適用。對既有建築物之耐震改善計劃，由於需

考量建築物獨自之限制條件如繼續營業、內外裝飾現況或建築物內之管線確保等問題等，因此將與新建工程大不相同。在充份把握上述限制條件後，尚需研訂隔震設施之維護管理計劃及能確實執行之臨時應變設計與施工計劃。（舉例說明如圖 6-3。）隔震工程主要流程如圖 6-4。

## （二）上部結構體工程

設計者應注意到隔震設施尚在施工時上部結構極易產生水平移動之問題。考量是否需要將上部結構與下部基礎作臨時束制。同樣的，施工中之外牆鷹架，於設計時亦需考量是否需要以適當措施來減少水平搖動。

## 第二節 隔震設施施工要點

對於隔震設施施工要點，現以橡膠支承墊為例說明如下

### (一) 橡膠支承墊裝設流程

當建築物之下部基礎完工後便可開始裝設橡膠支承墊，其流程如圖 6-5。

### (二) 裝設橡膠支承墊之準備工作

主要包括技術準備、設備及工具準備、材料及技術人員準備。

#### 1、技術準備

- (1) 仔細閱讀相關圖說資料，藉以明瞭設計注意事項及品質需求。
- (2) 分發技術需求給相關人員。
- (3) 訓練操作員工。
- (4) 確立品質保證及補救量測措施。
- (5) 建立裝設之紀錄系統及變形觀測系統。

#### 2、設備及工具之準備

包括經緯儀、測距桿、水平儀、三角板量尺、螺絲鉗及電焊機這些設備及工具必須在使用前要檢查及校正。

#### 3、材料準備

高強度之螺紋桿、鋼片及鋼棒等材料必須先做防鏽處理及去除變形處理。

### (三) 橡膠支承墊之裝設要點

#### 1、橡膠支承墊及其他附件之檢驗要點

- (1) 橡膠支承墊查核：檢查所有橡膠支承墊相關之圖說及規範資料。
- (2) 預裝錨碇鋼板之查核：檢查錨碇板之規範、尺寸、高程及焊接點。

#### 2、錨碇鋼板之安裝及固定要點

- (1) 利用經緯儀及水準儀決定底板之高程位置及軸向，且註記之。
- (2) 利用不同的楔形木頭或其他工具來調整錨碇鋼板之高程，直到達到指定位置。
- (3) 依照需求確定錨碇鋼板之高程及動向，且將錨碇鋼板固定在底部結構上。
- (4) 取出楔形木頭，再檢查錨碇鋼板之高程及軸向，且在板之螺栓處加設保護措施。
- (5) 在檢查後，澆置混凝土。若橡膠支承墊需固定在柱頂時，混凝土必須是優良的混凝土。

### 3、橡膠支承墊之安裝及保護要點

- (1) 將頂部及底部連接鋼板與橡膠墊組裝成橡膠支承墊。
- (2) 當混凝土強度達到設計強度之 75% 時，清潔錨碇鋼板之螺栓孔，在螺栓孔塗上潤滑油，利用潤滑油及塑膠片形成一隔絕層俾便未來更換。
- (3) 依相關圖將橡膠支承墊裝設於指定位置。
- (4) 利用高強度螺栓將錨碇鋼板上的板固定。
- (5) 測試安裝成果，藉以確定此項安裝符合相關需求。
- (6) 於測試後，在暴露鋼板及外部連接螺栓上加設防蝕保護。之後，利用木頭構架保護橡膠支承墊，防止其在施工時受損。
- (7) 在橡膠支承墊頂部繫綁加強鋼棒，且開始上部結構之施作。
- (8) 在裝設橡膠支承墊時持續紀錄，且在每一層樓施作後觀測支承墊變形。
- (9) 在隔震施工完成後，檢查且確定建築物有足夠水平位移空間。

### 4、橡膠支承墊裝設之品質控制

- (1) 在裝設前，橡膠支承墊底面之水平偏差不得超過千分之五，在裝設後，橡膠支承墊頂面之水平偏差不得超過千分之八。
- (2) 橡膠支承墊水平位置與設計位置之偏差不得超過 5.0mm。



- (3) 裝設高程與設計高程之偏差不得超過 5.0mm。
- (4) 同一棟建築物支承上之橡膠支承墊不同高程不得超過 5.0mm。
- (5) 若需重新澆灌混凝土，則需採用高等級之混凝土。

#### 5、裝設橡膠支承墊應注意事項

- (1) 在安裝時，橡膠支承墊高程會影響到橡膠支承墊之使用，故需小心控制橡膠支承墊之高程。
- (2) 在澆置混凝土時，勿碰撞錨碇鋼板及加強鋼棒；避免高程、軸向及水平之移動。
- (3) 在組裝橡膠支承墊，栓緊螺栓時，需避免連鋼板 and 橡膠支承墊間產生翹曲。
- (4) 在橡膠支承墊裝設、定位以及連接板和錨碇鋼板之施作必須準確，且小心處理橡膠支承墊。
- (5) 在橡膠支承墊裝設後，加設保護措施。

### 第三節 隔震設施之品管要點

#### (一) 概要

為做好隔震橡膠支承墊之品管管理工作，設計者、製造者、施工業者及維護管理者應依下列流程做好各項工作。

#### (二) 品管項目

品管項目應包含以下幾個階段：

##### 1、橡膠支承墊製造階段

隔震橡膠支承墊製造商須與設計者及隔震設施施工業者協商後才在工廠製造，而且在製造前須先編製製造要領書、試驗及檢查項目，再將此等資料送請設計者核定。若製作時發現有不符合檢查基準時應予修正或抽換，但此項檢查基準宜由設計者與上述專業廠商及施工業者協商議定之。

設計者為確保橡膠支承墊製品之性能能滿足原設計需求，製造商應提供之製作要領書及製品性能檢查等分項資料之內容現說明如下：

製作要領書應記載：

##### (1) 設計規格（性能）

##### (2) 使用材料規格

- (3) 形狀
- (4) 製作方法
- (5) 使用素材之性能檢查項目、檢查方法
- (6) 素材檢查之項目包括
- (7) 橡膠種類
- (8) 橡膠破斷時伸長量
- (9) 橡膠破斷時強度
- (10) 橡膠之彈性率
- (11) 橡膠與鋼板之接觸面或粘接力
- (12) 鋼板生產報告表

製品性能檢查之項目包括：

- (1) 形狀、尺寸
- (2) 彈性係數（垂直、水平）
- (3) 阻尼係數（履歷曲線）
- (4) 垂直性能
- (5) 鋼材部分之防鏽處理

## 2、施工階段

施工階段中的監造工作自搬進工址至接收期間應與一般建築工程同時實施。於裝設時之檢查，主要著眼於隔震設施與建築方面之尺寸精度。另外，於裝設錨碇時應與結構模板之施工一併監造，使隔震設施與結構體成為一體，以發揮隔震設施應有之機能。

接收時之檢查項目包含：

- (1) 品號、個數
- (2) 形狀、尺寸
- (3) 外部有無損傷

橡膠支承墊下部鋼板接合部裝設時之檢查項目包含：

- (1) 錨碇螺栓之位置、高程
- (2) 底鈑之位置、高程、傾斜
- (3) 灌漿材料之強度
- (4) 底鈑之表面狀態

橡膠支承墊上部鋼板接合部裝設之檢查項目包含：

- (1) 錨碇螺栓之位置、高程
- (2) 相接鈑之位置、高程、傾斜
- (3) 相接鋼板之表面狀態

支承墊裝設之檢查項目包含：

- (1) 位置
- (2) 高度、傾斜
- (3) 錨碇螺栓之固定度
- (4) 鋼材防石

### 3、建築物完工階段

設計者應於建築物完工階段實施整體性能檢核工作。此時，隔震設施是為整體建築構造之一部分，應確認結構體整體是否可達成原預期性之需求。

確認方法係給予強制變位後，再施加震動試驗。

另外，於中小地震時，亦需實施構造物之性能確認工作。在建築物使用期間，為確認隔震設施能正常維持該工時之性能須定期實施維護抽檢工作，此項工作係於執行者與責任體系確認後再移由維護管理單位辦理。

建築物完成時之檢測項目主要為橡膠支承隔震與其外部狀況等。

### (三) 品管作業流程（如圖 6-7）

## 第四節 隔震系統之維護管理

為使隔震建築物於使用年限中能確實發揮隔震系統之隔震功能，以確保建築物之結構安全性，在選定隔震系統時必須先確認下列事項：

- (1) 符合設計原意及條件。
- (2) 發生災害後仍能發揮正常功能。

有關隔震系統之維護管理及相關檢查要項說明如下：

### 1、檢查種類及實施期間

有關隔震系統之檢查可分為下列四大項，於必要時期實施。

- (1) 竣工檢查：為量測以下(2)至(4)項檢查工作項目之初期值，於建築物竣工時實施。
- (2) 一般檢查：平常應細查建築物狀況及隔震設施，以期能提早發現異狀，進而防止危險發生，每年以檢查兩次為原則。
- (3) 定期檢查：為確認於一般檢查時未發現之功能性異狀及有關於耐久性之性能，由專業技師進行檢查，由建築物竣工後一年、三年、五年、十年及以後每約十年定期實施檢查，但對另設置試驗體之特性試驗，於竣工後每約十年配合實施定期檢查。

- (4) 臨時檢查：建築物遭受大地震、火災、浸水等災害後，為確保隔震設施之功能，應儘速實施臨時檢查。檢查內容及檢查者應與定期檢查時相同，一般檢查發現有異狀時亦須實施。

## 2、檢查標的項目

主要檢查部位包括：

- (1) 隔震設施（隔震橡膠支承墊、滑動支承、消能器等）。
- (2) 隔震層、建築物外周部。
- (3) 配管設施、配線可撓部。
- (4) 其他。

上述隔震設施係指在安全支撐下能降低地震力之裝置，其檢查內容由各必要性能決定；隔震層、建築物外周部、配管設施及配線可撓部之檢查內容，在於確認此等設施是否會阻礙地震時隔震設施上部建築物與下部地盤間產生相對變位的性能及發生相當大之相對變位後，此等設施是否會發生損壞；至於其他項目，則由專業技師或隔震功能維護管理者協議決定。詳細之檢查內容說明於表 6-1 中。

## 3、維護管理體制

## (1) 維護管理業務及執行者

A、一般檢查：由建築物所有權者委任建築物管理者（如公寓大廈管理委員會）辦理為原則，無建築物管理者時，由建築物所有權者自行辦理。

B、定期檢查：由經建築主管機關結構安全檢查訓練有案之技師或對隔震建築物及其維護管理具有專業知識，經專業訓練持有結業證明者辦理為原則。

C、臨時檢查：由經建築主管機關結構安全檢查訓練有案之技師或對隔震建築物及其維護管理具有專業知識，經專業訓練持有結業證明者辦理為原則。

## (2) 維護管理體制

維護管理體制參見圖 6-8。

A、建築物所有權者：建築物所有權者收到設計者對維護管理有關建議後，將維護管理業務委任維護管理單位辦理，也接受維護管理單位之檢查報告，必要時做改善等措施。

B、建築物管理者：建築物管理者負責將一般檢查結果提報隔震機能維護管理者。



C、隔震機能維護管理者：由對隔震建築物及其維護管理具有專業知識之專業人員組成如（建築、結構、土木技師公會），辦理定期檢查及臨時檢查工作，或一般檢查之檢查工作，並將檢查結果提報建築物所有權者，必要時可提出改善建議。

#### 4、檢查結果之保管

為便於日後查明該建築物隔震功能之安全性，隔震建築物之各類檢查結果應由建築物所有權者或建築物管理者妥善保管。

#### 5、維護管理檢查要領

##### (1) 維護管理檢查實施要領

隔震設施於竣工後應實施竣工檢查、一般檢查、定期檢查及臨時檢查，其檢查項目、方法及管理值分別說明如下：

##### A、竣工檢查

於竣工檢查時，有關隔震設施之檢測結果，將成為日後一般、定期及臨時檢查之初期值，詳細檢查內容示於表 6-2。

##### B、一般檢查

一般檢查由建築物管理者每年實施兩次，檢查結果須提報隔

震機能維護管理者。但於隔震層周邊有工程時，須於該工程竣工驗收階段實施檢查。一般檢查內容示於表 6-3。

### C、定期及臨時檢查

定期檢查及臨時檢查係由隔震機能維護管理者實施，將結果提報建築所有權者。

定期檢查時期：自建築物竣工後一年、三年、五年、十年及以後每約十年定期實施檢查。但對另設試驗體之特性試驗，竣工後每十年配合實施定期檢查。

臨時檢查時期：遭受大地震、火災、浸水等災害後應立即實施，而一般檢查發現有異狀時亦須實施。定期檢查及臨時檢查內容示於表 6-4。

未示明管理值之項目，由隔震機能維護管理者決定。

## (2) 維護管理檢查要點

### A、橡膠支承墊損傷量測

有關損傷長度方面：

(A) 用捲尺沿橡膠支承墊周圍量測受損長度（見圖 6-9）。

(B) 量測各受損長度，求其最大長度及各長度之合計值。

(C) 量測精度以 5mm 程度為準。

有關損傷深度方面：

(A) 將深度量測器插入損傷處，以量測受損深度（見圖 6-10）。

(B) 量測點以損傷處之中央及其兩端共三處為準，紀錄其最大值。

(C) 量測精度以 5mm 程度為準。

#### B、螺栓、螺帽鬆弛量測

量測應確認下列項目：

(A) 於“A 部”無縫隙（見圖 6-11）。

(B) 標識處應一致，無移動現象。

(C) 螺栓頭無法用手轉動。

#### C、橡膠支承墊水平變位量測

(A) 水平變位係指橡膠支承墊上下翼鈹間之水平位置的偏心。

(B) 量測方法如圖 6-12 所示，將兩支直角定規貼於上下翼鈹間，用金尺量測該兩直角定規之偏距，亦可用角度計算出水平變位量。

(C) 量測位置為正交兩方向預先標識處或方向。

(D) 量測精度以 1mm 程度為準。

#### D、鋼材腐蝕

以目視確認結合於橡膠支承墊之翼鈑的腐蝕情況，見圖 6-13。

#### E、橡膠支承墊垂直變位量測（見圖 6-14）

(A) 量測橡膠支承墊上下接合翼鈑間之高度。

(B) 用附有指示尺之內部微尺 (inside-micrometer) 或測高尺及捲尺量測。

(C) 量測最佳位置為預先標識之直交四處，為排除翼鈑變形的影響，優先選取靠近橡膠處。

(D) 量測精度以 1mm 程度為準。

(E) 量測結果因含有隔震墊之膨脹因素在內，必要時需依下式換算為標準溫度時之構材高度再據以研判。

$$H = h - (\sum tr \times \Delta T \times \rho)$$

其中  $H$ ：換算為標準溫度時之構材高度

$h$ ：量測值

$\sum tr$ ：標的構材之橡膠總厚度

$\Delta T$ ：標準溫度與量測溫度差

$\rho$ : 橡膠支承墊高度方向之線膨脹係數( $=5.8 \times 10^{-4}$ )

F、另設橡膠支承墊之水平及垂直特性量測

水平彈性係數及阻尼係數 (見圖 6-15)

(A) 水平彈性係數需以承載所定設計面壓，加水平抗剪應變

$r=100\%$ 之力量加三次，依其第三次試驗結果求取變位最大值與荷重最大值之交點及其最小值連接線之傾角（高阻尼橡膠支承墊為連結變位最大點之傾角）。

(B) 同時含有阻尼之橡膠支承墊(例如高阻尼橡膠支承墊或

鉛心橡膠支承墊)時，則求取等價阻尼係數或降伏荷重值。

垂直彈性係數 (見圖 6-16)

求得垂直彈性係數所需承載設計面壓後，以相當於設計面壓 30%之振幅反覆加壓三次，依其第三次試壓結果求取變位最大值與荷重最大值之交點及其最小值連結線之傾角。

其它

(A) 試驗體之加力方向須保持同一方向。

(B) 上述特性係數與溫度有關時，須以基準溫度修正值求算經年變化率。

#### G、隔震層及建築物外周之淨空量測（見圖 6-17）

建築物隔震層外牆(隅角四處以上)及伸縮縫(2 處以上)的淨空，以金尺等量測後標識測點位置。

#### H、建築物位置量測

於建築物四隅及中央設置懸吊振動設施，標識 o 點後，再以測尺量測原點 o 之偏距（見圖 6-18）。

## 第七章 隔震建築結構設計規範之比較與建議

### 第一節 規範比較

本節主要以美國 UBC 97 第十六章第IV節和我國於去年(89年)11月所修訂的「建築物隔震系統規範」草案【23】(以下稱“國內規範”草案)做一探討比較。由於美國 IBC 2000 規範尚未被廣泛採用故此處未加比較。

國內規範草案和 UBC 97 之間主要有下列兩個不同點：

#### 1、最大總位移：

國內規範草案將最大總位移定義為設計總位移的 1.5 倍。而 UBC 97 在設計位移(即設計地震作用下之位移，設計地震為回歸期 475 年，亦即定義 50 年內超越機率為 10% 之地震，這部份定義兩者一致)之外，另定義最大位移(即最大可能地震(Maximum Capable Earthquake)力作用下之位移，最大可能地震為回歸期 950 年，亦即 100 年內超越機率為 10% 之地震)；而最大總位移則定義為最大位移再加上實際與意外扭矩造成之位移，因此，UBC 97 在對許多參數，如有效勁度等，都採用在兩個不同地震力下雙軌進行，國內規範草案並未採用。

#### 2、隔震基面之認定：

國內規範草案將基面訂在隔震層的底面；UBC 97 中定義為被隔離的低勁度，長週期的上部結構與剛性下部結構（假設與地層移動一致，無相對位移）之間得介面，國內規範草案較有彈性。

其他不同點列示於表 7-1，在此不加贅述。



## 第二節 規範建議

如前節所述，國內規範以回歸期 475 年的地震力定義為設計地震力，所有參數與設計值均以此地震力為準；而 UBC97 另定義了回歸期 950 年（即 100 年超越機率 10%）的地震力作為最大可能發生之地震，並以兩種地震力雙軌進行，訂出參數與設計值，主要原因是因為耐震的性能式設計（Performance Base Design）已在國外被廣泛採納，使設計在安全與經濟之間能做更合理的抉擇。國內性能設計正由羅俊雄教授領導之研究團隊研訂之中，我們認為，當性能式設計規範制定完成時，國內規範也應將最大可能地震力考慮進來，使隔震設計更合理、更完備。

## 第八章 結論與建議

### 第一節 結 論

本研究案的一貫精神，即廣泛彙集整理國內外與建築結構隔震設計相關文獻資料，結合成員的實務經驗；依據我國“建築結構隔震設計規範草案（2001年11月）”，從實際設計者的角度研訂此“建築結構隔震設計手冊”；供國內工程界參考使用。10個月來，在成員的努力之下完成了此一手冊。然而由於時間、經費所限，我們必須在大量珍貴資料中加以篩選，將成果限制在最常用之高阻尼橡膠支承墊與鉛心橡膠支承墊做為隔震系統而應用於建築結構的設計上。至於磨擦單擺隔震器的隔震設計、應用各類阻尼器的制震(設計)及結合阻尼器與隔震器的隔減震設計，均無法涵蓋在此一手冊內。動力分析法中，非線性歷時分析法亦未包含在本手冊內。

隔震結構的適用性，與設計規範、設計步驟均有詳細的討論；並有兩個RC結構、兩個鋼結構的完整設計範例、供設計者參考。隔震器與隔震系統的設計也有範例供設計者參考。

做為一完整的設計手冊，我們詳細討論了隔震系統的測試與檢驗、施工、品管以及維護管理步驟與注意事項；對國內的“建築結構隔震設計規範草案”與最常用的UBC97也做了詳細的比較與建議；給設計者一

個清楚的概念。

最後，我們對建研所提出了幾項必要可行的建議；供決策者參考。

## 第二節 建議

隔震結構對減少地震力以保障人民的生命及財產的安全，從理論基礎及美日紐諸先進

國家的實施先例，已證明確實有效，在地震頻繁的台灣，實在值得推薦。希望本手冊經工程先進惠予指教。修正後，能儘速公開發佈，以利廣泛使用。

並建議政府建築主管單位能有下列配套行政措施以利推動。

### 1. 建立健全的特審制度。

因隔震構造之設計、施工，及以後的維護管理工作均與一般建築構造有所差異，宜自建築平立面設計、結構設計、施工檢收階段就交由建築主管單位認可之特殊審查單位審查認可。

### 2. 修改建築法

隔震構造之設計地震外力及隔震效益，與業主之期待購買能力有關，與目前應達安全最低標準之法令精神有所差異。建議效法歐美日先進國家之建管制度，使我國的建築法也修正為法定最低需求與功能需求能以並行運用的制度。

### 3. 推動培訓工作

隔震構造之設計與施工較不尋常，且國內目前甚為缺乏此類專

業人才，建議能交由學校單位從設計理論、設計施工及監造細節，有計畫地培訓在職實務人員，以利推廣。具有此培訓結業證明者，建議從事隔震結構之定勘檢查工作。

## 參考文獻

1. Lee, D.M., and Medland, I.C. (1978), "Base Isolation-an historical development, and the influence of higher mode responses". New Zealand National Society for Earthquake Engineering.
2. Robinson, W.H. (1982), "Lead Rubber Hysteretic Bearing suitable for Protecting Structure during Earthquakes". Earthquake Engineering Structural Dynamics.
3. Mayes, R.L., Jones, L.R., Kelly, J.M., and Button, M.R. (1984), "Design Guidelines for Base-Isolated Buildings with Energy Dissipators". Earthquake Spectra.
4. Kelly, J.M. (1986), "Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography". Soil Dynamic and Earthquake Engineering.
5. Anderson, T.L. (1990), "Theme Issue: Seismic Isolation". Earthquake Spectra, EERI.
6. Warburton, G.B. (1992), "Reduction of Vibrations-The Third Mallet-Lecture". John Wiley & Sons.
7. Aiken, I.D., Nims, D.K. and Kelly, J.M. (1992), "Comparative Study of Four Passive Energy Dissipation Systems," New Zealand National Society for Earthquake Engineering.
8. Skinner, R.I., Robinson, W.H. and McVerry G.H. (1993), "An Introduction to Seismic Isolation," John Wiley & Sons.

9. Conner, J.J. and Klink, B.S.A. (1996), "Introduction to Motion Based Design," Computational Mechanics Publications," UK.
10. Constantinou, M.C., Soong, T.T. and Dargush, G.F. (1998), "Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit," MCEER.
11. Naeim, F. and Kelly, J.M. (1999), "Design of Seismic Isolated Structures-From Theory to Practice," John Wiley & Sons.
12. ASTM, Standard D4014, American Society of Testing Materials.
13. Kelly, J.M., Buckle, K.E., Skinner, M.S. (1980), "Experimental Testing of an Energy- Absorbing Base Isolation System", Report No. UBC/EERC-80/35.
14. Zayas, V. A., Low, S. S., and Mahin, S. A., (1987), "The FPS Earthquake Resisting System: Experimental Report", Report No. UCB/EERC87/01, EERI.
15. Way, D., and Howard, J., (1990), "Seismic Rehabilitation of the Mackay School of Mines, Phase III, with Base Isolation". Earthquake Spectra.
16. Hart, G, C., et al., (1990), "Seismic Strengthening of a Tall Building Incorporating Base Isolation," Proceedings: Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI.
17. Amin, N., Mokha, A., and Fatehi, H, (1993), "Seismic Isolation Retrofit of the U.S. Court of Appeals Building". Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, ATC.
18. Cho, D.M., and Retamal, E., (1993), "The Los Angeles County Emergency Operations Center on High-Damping Rubber Bearings to withstand an

Earthquake Bigger than the Big One," Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, ATC.

19. Constantinnou, M. C., Tsopelas, P. C., Kim, Y. S., and Okamoto, S., (1993), "NCEER-TAISEI Corporation Research Program on Sliding Seismic Isolation Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of Friction Pendulum System (FPS)", Report No. NCEER-93-0020, NCEER.
20. Honeck, W., Walters, M., Sattary, V., and Rodler, P., (1993), "The Seismic Isolation of Oakland City Hall," Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, ATC.
21. Al-Hussaini, T., Zayas, V., and Constantinou, M.C., (1994), "Seismic Isolation of Multistory Frame Structures using Spherical Sliding Isolation Systems", Report No. NCEER-94-0007, NCEER.
22. Tsopelas, P., and Constantinou, M. C., (1994), "Experimental and Analytical Study of Systems Consisting of Sliding Bearings and Fluid Restoring Force-Damping Devices", Report No. NCEER 94-0010, NCEER.
23. 葉祥海、張國鎮、黃震興、蘇晴茂、甘錫澄，"建築物隔震消能規範之示範計畫"，內政部建築研究所研究計畫成果報告，民國八十八年六月。
24. 謝舜傑，"建築隔震設計與應用"，內政部建築研究所研究報告，民國八十九年。



25. 謝舜傑，“建築耐震法規有關性能式規定之探討”，內政部建築研究所研究計畫成果報告，民國八十九年十一月。
26. 張荻薇，“隔震技術在橋梁工程之應用”，結構工程第四卷第四，民國七十八年十二月。
27. 陳清泉、王吉祥，“具隔震結構物考慮基土為柔性支承之受震行為研究”，結構工程第七卷第二期，民國八十一年六月。
28. 林炳昌、吳炳文，“強震時基部隔震系統樓房之反應研究”，結構工程第七卷第三期，民國八十一年九月。
29. 黃震興、張國鎮、葉銘煌、陳建州，“國內首座隔震橋樑設計之探討”，結構工程第九卷第二期，民國八十三年六月。
30. 黃震興、邱哲明，“使用雙線性遲滯隔震器之橋樑等效性分析”，結構工程第十卷第四期，民國八十四年十二月。
31. 蔡克銓、韓茂樹，“遲滯型消能隔震系統之試驗研究”，結構工程第十二卷第四期，民國八十六年十二月。
32. 蔡相全、孫健行、黃碩耀、薛少鈞，“隔震用高阻尼與低阻尼多層膠墊之實驗研究”，結構工程第十三卷第二期，民國八十七年六月。
33. 唐治平、任萬鈞，“摩擦單擺支承隔震橋梁耐震研究”，結構工程第十四卷第一期，民國八十八年三月。

34. 洪思閩、葉超雄、鄧崇任，“建築物耐震設計手冊之編訂(一)(二)”，內政部建築研究所專題研究計畫成果報告，民國八十八年六月。
35. 蔡益超、陳水添，“建築物使用鉛心橡皮墊隔震之初步設計與動分析”，國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國七十七年。
36. 張國鎮、林裕淵，“功能設計-消能減震結構之位移設計法”，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文，民國八十九年。
37. 黃震興、劉華璽，“樓版隔震之振動台試驗與分析”，國立台灣科技大學營建工程系碩士論文，民國九十年。
38. 卜君平、張穎慶，“隔震建築之半主動控制研究”，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文，民國八十九年。
39. 黃震興、許丁友，“LRB 隔震房屋結構之三軸向地震力試驗研究”，國立台灣科技大學營建工程系碩士論文，民國八十七年。
40. 卜君平、羅仕政，“以主動控制加強隔震結構減震效應應之探討”，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文，民國八十五年。
41. 金鵬、張正豐，“含鉛心橡皮墊基礎建築物隔震效果之研究”，中原大學土木工程研究所碩士論文，民國八十四年。
42. 卜君平、藍文榮，“隔震結構動力參數識別與應用之研究”，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文，民國八十四年。

43. 韓茂樹、黃哲群，“RB-TADAS 隔震結構在台灣地區之參數分析與設計”，國立台北科技大學土木與防災技術研究所碩士論文，民國八十四年。
44. 張嘉祥、廖宏朝，“建築物基礎及樓板加裝隔離系統之地震反應分析”，國立成功大學建築(工程)研究所碩士論文，民國七十八年。
45. 陳信樟、陳明宏，“非線性隔震系統之線性模擬分析”，淡江大學土木工程研究所碩士論文，民國七十八年。
46. 卜君平、林葳欣，“隔震建築與土壤互制分析與設計”，逢甲大學土木工程及水利工程研究所碩士論文，民國八十二年。

表 1-1 隔震建築物之空間構體及其動線

	基礎隔震	中間層隔震
地上	<p>空間構體：&lt;1&gt;上部構造 &lt;2&gt;隔震層 &lt;3&gt;下部構造 &lt;4&gt;外周部 &lt;5&gt;鄰棟間</p> <p>動 線：[1]上部構造~隔震層 [2]上部構造~外周部 [3]上部構造~鄰棟 [4]上部構造~隔震層~下部構造</p>	<p>地上中間層隔震：</p>
地表	<p>基礎隔震：</p>	<p>地表中間層隔震：</p>
地下	<p>地下基礎隔震：</p>	<p>地下中間層隔震：</p>

表 1-2 隔震結構之費用（與耐震結構比較）

要因	項 目	費用變動	理 由 等
物理性 要 因	構造體 上部構造體	減	由地震力低減所生物量低減
	基礎或機構相接處	增	雙重基礎、抽接部份增加
	隔震機構本體	增	非隔震時不要
	非構造體 隔震階上部之裝飾材	減	加速度、層間變位減低所引起
	隔震階上部之設備機器、配管	減	之抽接方法簡易化、物量減低
	隔震階之裝飾材	增	具有耐風雨、耐火套管之水平接縫
	通過隔震階之配管、配線	增	柔性接頭、空隙增大等相對變位對策
過程 要 因	設計	增	建築物許可對應
		減	可定型化、標準化時
	施工	增	品質管理項目增加 工程量、工期增大
	維修管理	增	須抽檢、維修
	震災時之補修	減	損傷或輕微

表 2-1 隔震系統參數表

	高阻尼橡膠支承墊				
	A	B	C	D	E
特性強度 $Q_d$ (t)	15	18.7	20.4	23	24.6
非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	188	216	150	274	182
初始勁度 $K_u$ (t/m)	631	1082	1032	920	1249
有效勁度 $K_{eff}$ (t/m)	288	309	252	420	305
等效阻尼 $\xi_{eq}$ (%)	16.8	17	23	16.8	23
極限應變 (%)	400	400	400	400	400

	鉛心橡膠支承墊				
	A	B	C	D	E
特性強度 $Q_d$ (t)	16.1	18.2	20.4	22.7	25.2
非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	122	123	176	137	137
初始勁度 $K_u$ (t/m)	1592	1595	2281	1777	1784
有效勁度 $K_{eff}$ (t/m)	--	--	--	--	--
等效阻尼 $\xi_{eq}$ (%)	20	20	20	20	20
極限應變 (%)	345	345	370	227	370

表 2-2 R.C.建築結構樓層載重

樓層	面積 (m <sup>2</sup> )	傳統結構系統 靜載重		隔震系統靜載重		設計 活載重 (t/m <sup>2</sup> )
		重量 (t)	平均重 (t/m <sup>2</sup> )	重量 (t)	平均重 (t/m <sup>2</sup> )	
PR	81	99.24	1.23	90.64	1.12	0.3
P2	81	147.04	1.82	132.67	1.64	1.0
RF	1215	1222.71	1.01	1171.70	0.96	0.5
6F	1215	1443.95	1.19	1380.28	1.14	0.2
5F	1215	1443.95	1.19	1380.28	1.14	0.2
4F	1215	1443.95	1.19	1380.28	1.14	0.2
3F	1215	1443.95	1.19	1388.38	1.14	0.3
2F	1215	1454.36	1.20	1388.38	1.14	0.3
1F	1215	1800.10	1.48	1405.73	1.16	0.5
B1	1215	1819.86	1.50	1355.63	1.10	1.0
上部結構總重 (t) (隔震系統上部總重)		8698.24		11045.9		

註：上部結構總重，傳統結構為 2F 以上重量合，而隔震結構為 B1 以上重量合。

表 2-3 鉛心橡膠支承墊於不同 $Q_d$ 與 $K_d$ 下設計之參數及地震力比較表

項目	HDR					LRB				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
1 特性強度 $Q_d$ (t)	15	18.7	20.4	23	24.6	16.1	18.2	20.4	22.7	25.2
2 非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	188	216	150	274	182	122	123	176	137	137
3 $D_y$ 降伏位移	0.033	0.021	0.023	0.035	0.023	0.010	0.012	0.0096	0.014	0.015
4 $F_y$ 降伏力	20.823	22.722	23.736	32.2	28.727	15.92	19.14	21.9	24.88	26.76
5 $mQ_d$ 總特性強度 (t)	360	448.8	489.6	552	590.4	386.4	436.8	489.6	544.8	604.8
6 $K_u = \frac{F_y}{D_y}$ 初始勁度 (t/m)	631	1082	1032	920	1249	1592	1595	2281	1777	1784
7 $\alpha = \frac{K_d}{K_u}$ 勁度比	0.30	0.20	0.15	0.30	0.15	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077
8 $D$ 設計位移 (m)	0.25	0.21	0.23	0.19	0.20	0.26	0.25	0.21	0.22	0.21
9 $K_{eff}$ 有效勁度 (t/m)	5959	7293	5772	9511	7366	4413	4726	6535	5802	6219
10 $\xi_e$ 等效阻尼	13.41%	16.6%	22.53%	15.99%	22.89%	20.60%	22.74%	26.50%	25.81%	27.82%
11 $T_e$ 有效週期 (sec)	2.73	2.47	2.77	2.16	2.46	3.17	3.07	2.61	2.77	2.67
12 $K_{eff} \times D / 1.2\alpha_y$	823.21	850.85	722.633	993.53	805.82	637.79	646.65	769.04	698.37	712.91
13 $\frac{1.5mF_y}{\alpha_y}$ (t)	499.75	545.33	569.66	7728	689.45	382.08	459.36	525.6	597.12	642.24
14 $\frac{ZIC}{3.5\alpha_y} w_1$ (t)	381.18	421.65	375.98	482.17	423.37	328.54	339.24	399.03	375.99	390.07
15 $V_s = \max[(12),(13),(14)]$ (t)	823.21	850.85	722.63	993.53	805.82	637.79	646.35	769.04	698.37	712.91
16 與傳統結構比較 $V_{code} = 967.19$ t	85.11%	87.97%	74.71%	102.73%	83.31%	65.94%	66.83%	79.51%	72.21%	93.71%



表 2-4 動力分析位移分析下限值(HDR-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.25m	$D_x=0.2270\text{m}$ $D_y=0.2250\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.222m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.271m	0.2378m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.2291m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.4605m	$0.2378 \times 1.5 = 0.3567$ (X 向) $>0.8 D_{TM}$ $0.2291 \times 1.5 = 0.3437$ (Y 向) $>0.8 D_{TM}$

表 2-5 動力分析位移分析下限值(HDR-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.21m	$D_x=0.1892\text{m}$ $D_y=0.1870\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1823m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.2224m	0.1979m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1956m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.3336m	$0.1979 \times 1.5 = 0.29685$ (X 向) $>0.8 D_{TM}$ $0.1956 \times 1.5 = 0.2934$ (Y 向) $>0.8 D_{TM}$

表 2-6 動力分析位移分析下限值(HDR-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.23m	$D_x=0.1868\text{m}$ $D_y=0.1846\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.2050m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.2501m	0.1951m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1844m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.3752m	$0.1951 \times 1.5 = 0.2927\text{(X 向)} < 0.8 D_{TM}$ $0.1844 \times 1.5 = 0.2766\text{(Y 向)} < 0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-7 動力分析位移分析下限值(HDR-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.19m	$D_x=0.1627\text{m}$ $D_y=0.1602\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.159m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.19389m	0.1683m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1686m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.29097m	$0.1683 \times 1.5 = 0.2525\text{(X 向)} > 0.8 D_{TM}$ $0.1686 \times 1.5 = 0.2529\text{(Y 向)} > 0.8 D_{TM}$

表 2-8 動力分析位移分析下限值(HDR-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.20m	$D_x=0.1698\text{m}$ $D_y=0.1688\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.173m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.21106m	0.1777m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1749m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.31659m	$0.1777 \times 1.5 = 0.26655\text{(X 向)} > 0.8 D_{TM}$ $0.1749 \times 1.5 = 0.2624\text{(Y 向)} > 0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-9 動力分析位移分析下限值(LRB-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.26m	$D_x=0.2385\text{m}$ $D_y=0.2363\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.217m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.2647m	0.2490m(X 向) $>0.9 D_T$ 0.2472m(Y 向) $>0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.3971m	$0.2490 \times 1.5 = 0.3735\text{(X 向)} > 0.8 D_{TM}$ $0.2472 \times 1.5 = 0.3708\text{(Y 向)} > 0.8 D_{TM}$

表 2-10 動力分析位移分析下限值(LRB-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.25m	$D_x=0.2336\text{m}$ $D_y=0.2208\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.227m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.2769m	0.2437m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.2322m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.4153m	$0.2437 \times 1.5 = 0.3655$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.2322 \times 1.5 = 0.3483$ (Y 向) $>0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-11 動力分析位移分析下限值(LRB-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.21m	$D_x=0.1862\text{m}$ $D_y=0.1834\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.163m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1989m	0.1950m(X 向) $>0.9 D_T$ 0.1927m(Y 向) $>0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.29835m	$0.1950 \times 1.5 = 0.2925$ (X 向) $>0.8 D_{TM}$ $0.1927 \times 1.5 = 0.2891$ (Y 向) $>0.8 D_{TM}$

表 2-12 動力分析位移分析下限值(LRB-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.22m	$D_x=0.1908\text{m}$ $D_y=0.1884\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.196m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.23912m	$0.1980\text{m}(\text{X 向}) < 0.9 D_T$ $0.1956\text{m}(\text{Y 向}) < 0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.35868m	$0.1980 \times 1.5 = 0.297(\text{X 向}) > 0.8 D_{TM}$ $0.1956 \times 1.5 = 0.2934(\text{Y 向}) > 0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-13 動力分析位移分析下限值(LRB-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.21m	$D_x=0.1787\text{m}$ $D_y=0.1759\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.186m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.22692m	$0.1865\text{m}(\text{X 向}) < 0.9 D_T$ $0.1840\text{m}(\text{Y 向}) < 0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.34038m	$0.1865 \times 1.5 = 0.2798(\text{X 向}) > 0.8 D_{TM}$ $0.1840 \times 1.5 = 0.2760(\text{Y 向}) > 0.8 D_{TM}$

表 2-14 動力分析橫力下限值(HDR-A)

項目		靜力計算	動力分析
1	D (設計位移)	0.25m	X=0.2270m Y=0.2250m
2	$K_{eff} \times D$	1490t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	--	--
4	$V_{dyn}$	--	1386.097t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	770.05t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	662.24t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	499.752t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		770.05t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-15 動力分析橫力下限值(HDR-B)

項目		靜力計算	動力分析
1	D (設計位移)	0.21m	X=0.1892m Y=0.1870m
2	$K_{eff} \times D$	1531.53t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	850.85t	--
4	$V_{dyn}$	--	1429.69t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	794.28t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	680.68t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	545.328t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		794.28t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-16 動力分析橫力下限值(HDR-C)

項目	靜力計算	動力分析
1 $D$ (設計位移)	0.23m	X=0.1868m Y=0.1846m
2 $K_{eff} \times D$	1327.56t	--
3 $V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	--	--
4 $V_{dyn}$	--	1233.532t
5 $\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	685.30t > 80% $V_s$
6 80% $V_s$	590.024t	--
7 規範 2.8.3 節規定下限	569.664t	--
8 最小設計總橫力 = max[(5),(6),(7)]		685.30t
9 動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-17 動力分析橫力下限值(HDR-D)

項目	靜力計算	動力分析
1 $D$ (設計位移)	0.19m	X=0.1627m Y=0.1602m
2 $K_{eff} \times D$	1807.09t	--
3 $V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	1003.94t	--
4 $V_{dyn}$	--	1620.831t
5 $\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	900.46t > 80% $V_s$
6 80% $V_s$	803.152t	--
7 規範 2.8.3 節規定下限	772.8t	--
8 最小設計總橫力 = max[(5),(6),(7)]		900.46t
9 動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-18 動力分析橫力下限值(HDR-E)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.20m	$X=0.1698$ $Y=0.163$
2	$K_{eff} \times D$	$7366 \times 0.20 = 1473.2$	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	818.44	--
4	$V_{dyn}$	--	1337.98t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	$743.32t > 80\% V_s$
6	$80\% V_s$	654.752	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	689.448	--
8	最小設計總橫力 $=\max[(5),(6),(7)]$		743.32t
9	動力分析桿件內力調整係數 $=\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-19 動力分析橫力下限值(LRB-A)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.26m	$X=0.2385m$ $Y=0.2363m$
2	$K_{eff} \times D$	1147.38t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	637.43t	--
4	$V_{dyn}$	--	1084.853t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	$602.699t > 80\% V_s$
6	$80\% V_s$	509.944t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	382.08t	--
8	最小設計總橫力 $=\max[(5),(6),(7)]$		602.696t
9	動力分析桿件內力調整係數 $=\frac{(8)}{(4)}$		0.556



表 2-20 動力分析橫力下限值(LRB-B)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.25m	$X=0.2336\text{m}$ $Y=0.2208\text{m}$
2	$K_{eff} \times D$	1181.5t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	656.39t	--
4	$V_{dyn}$	--	1038.722t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	$605.4\text{t} > 80\% V_s$
6	$80\% V_s$	525.112t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	459.36t	--
8	最小設計總橫力 $=\max[(5),(6),(7)]$		605.4t
9	動力分析桿件內力調整係數 $=\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-21 動力分析橫力下限值(LRB-C)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.21m	$X=0.1862\text{m}$ $Y=0.1834\text{m}$
2	$K_{eff} \times D$	1372.35t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	762.42t	--
4	$V_{dyn}$	--	1275.602t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	$708.67\text{t} > 80\% V_s$
6	$80\% V_s$	609.94t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	525.6t	--
8	最小設計總橫力 $=\max[(5),(6),(7)]$		708.67t
9	動力分析桿件內力調整係數 $=\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-22 動力分析橫力下限值(LRB-D)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.22m	$X=0.1908m$ $Y=0.1884m$
2	$K_{eff} \times D$	1276.64t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	709.24t	--
4	$V_{dyn}$	--	1171.77t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	650.98t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	567.392t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	597.12t	--
8	最小設計總橫力 = $\max[(5), (6), (7)]$		650.98t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-23 動力分析橫力下限值(LRB-E)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.21m	$X=0.1787m$ $Y=0.1759m$
2	$K_{eff} \times D$	1306t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	725.56t	--
4	$V_{dyn}$	--	1191.218t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	661.78t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	580.448t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	642.24t	--
8	最小設計總橫力 = $\max[(5), (6), (7)]$		661.78t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-24 最小設計總橫力(基底剪力=770.05T)作用下  
動態反應(HDR-A)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	24.75	0.3472	0.08	25.39	0.3607	0.1
R2	30.98	0.3450	0.1167	31.95	0.3580	0.1075
RF	238.05	0.3417	0.1775	245.38	0.3540	0.22
6F	239.7	0.3350	0.275	242.13	0.3457	0.32
5F	198.25	0.3247	0.3775	196.65	0.3336	0.4325
4F	165.15	0.3103	0.4775	160.82	0.3171	0.5375
3F	142.37	0.2919	0.5067	136.74	0.2964	0.562
2F	128.36	0.2700	0.6289	122.69	0.2719	0.684
1F	125.35	0.2426	0.35	120.82	0.2420	0.384
隔震層	136.74	0.2270		134.74	0.2250	

表 2-25 最小設計總橫力 (基底剪力=794.28T)作用下  
動態反應(HDR-B)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	21.31	0.3142	0.07	21.86	0.3281	0.09
R2	27.29	0.3118	0.11	28.09	0.3251	0.13
RF	214.75	0.3083	0.0825	220.94	0.3208	0.2075
6F	222.47	0.3012	0.1675	224.97	0.3120	0.3025
5F	191.01	0.2902	0.2575	190.3	0.2992	0.4125
4F	165.05	0.2751	0.36	162	0.2819	0.5175
3F	146.19	0.2560	0.46	141.77	0.2604	0.6125
2F	133.58	0.2332	0.5475	128.72	0.2351	0.6614
1F	129.44	0.2049	0.34	125.01	0.2043	0.3756
隔震層	134.99	0.1892		132.28	0.1870	

表 2-26 最小設計總橫力 (基底剪力=685.30T)作用下  
動態反應(HDR-C)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	31.16	0.2933	0.093	31.89	0.3051	0.1133
R2	38.21	0.2913	0.143	39.31	0.3026	0.17
RF	286.21	0.2883	0.21	295	0.2989	0.26
6F	281.36	0.2823	0.32	282.73	0.2914	0.3725
5F	225.06	0.2730	0.4357	587.74	0.2866	0.5
4F	182	0.2602	0.5525	175.69	0.2659	0.6175
3F	153.91	0.2439	0.5778	146.81	0.2475	0.7225
2F	137.25	0.2245	0.7156	130.79	0.2259	0.7756
1F	133.99	0.2003	0.3978	129.33	0.1195	0.4356
隔震層	151.08	0.1868		149.58	0.1846	

表 2-27 最小設計總橫力 (基底剪力=900.46T)作用下  
動態反應(HDR-D)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	21.47	0.3067	0.067	21.97	0.3221	0.083
R2	26.76	0.3039	0.1	27.61	0.3187	0.1233
RF	206.1	0.2996	0.15	211.83	0.3136	0.1875
6F	207.04	0.2912	0.2325	208.7	0.3032	0.12
5F	170.3	0.2784	0.32	169.1	0.2883	0.5175
4F	140.82	0.2609	0.4075	137.91	0.2683	0.46
3F	120.83	0.2388	0.43	117.16	0.2436	0.54
2F	109.43	0.2128	0.5378	105.68	0.2147	0.5867
1F	109.07	0.1806	0.3	105.85	0.1798	0.331
隔震層	120.51	0.1627		120	0.1602	

表 2-28 最小設計總橫力 (基底剪力=743.46T)作用下  
動態反應(HDR-E)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	16.08	0.2872	0.0533	16.51	0.2984	0.067
R2	20.68	0.2850	0.0833	21.35	0.2957	0.1
RF	164	0.2816	0.1275	168.86	0.2917	0.21
6F	170.89	0.2749	0.195	173.09	0.2836	0.23
5F	147.78	0.2647	0.275	147.53	0.2718	0.315
4F	128.61	0.2505	0.3525	126.49	0.2559	0.3975
3F	114.89	0.2327	0.3756	111.61	0.2362	0.4178
2F	106.35	0.2115	0.4711	102.68	0.2130	0.5156
1F	105.16	0.1852	0.264	101.81	0.1847	0.2911
隔震層	110.41	0.1706		108.48	0.1688	

表 2-29 最小設計總橫力 (基底剪力=602.696T)作用下  
動態反應(LRB-A)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	24.71	0.3306	0.073	24.74	0.3404	0.09
R2	30.53	0.3290	0.1133	27.7	0.3384	0.13
RF	230.96	0.3265	0.1675	232.52	0.3354	0.2025
6F	228.82	0.3214	0.255	180.02	0.3291	0.295
5F	184.93	0.3136	0.355	180.02	0.3199	0.3975
4F	150.62	0.3026	0.445	145.22	0.3073	0.4925
3F	127.95	0.2885	0.47	122.72	0.2914	0.5156
2F	115.05	0.2716	0.584	110.12	0.2726	0.0289
1F	114.43	0.2504	0.324	109.98	0.2494	0.3533
隔震層	129.76	0.2385		126.59	0.2363	

表 2-30 最小設計總橫力 (基底剪力=605.40T)作用下  
動態反應(LRB-B)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	16.36	0.3262	0.053	17.39	0.3262	0.07
R2	21.03	0.3246	0.083	22.32	0.3241	0.103
RF	166.04	0.3221	0.13	175.71	0.3210	0.075
6F	172.55	0.3169	0.195	177.64	0.3146	0.235
5F	148.63	0.3091	0.2775	149.3	0.3052	0.3175
4F	128.84	0.2980	0.3525	126.14	0.2925	0.4
3F	114.71	0.2839	0.378	110.03	0.2765	0.424
2F	106.03	0.2669	0.473	100.7	0.2574	0.52
1F	104.9	0.2456	0.267	100.34	0.2340	0.293
隔震層	110.63	0.2336		108.91	0.2208	

表 2-31 最小設計總橫力 (基底剪力=708.67T)作用下  
動態反應(LRB-C)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	22.26	0.2967	0.0667	22.83	0.3079	0.083
R2	27.85	0.2947	0.1067	28.68	0.3054	0.1267
RF	213.58	0.2915	0.1575	219.83	0.3016	0.195
6F	214.38	0.2852	0.24	216.18	0.2938	0.28
5F	176.31	0.2756	0.3325	174.62	0.2826	0.3825
4F	145.82	0.2623	0.4225	141.85	0.2673	0.4725
3F	125.11	0.2454	0.4467	120.08	0.2484	0.4978
2F	113.14	0.2253	0.113	108.1	0.2260	0.582
1F	112.33	0.2202	0.756	108.25	0.1198	0.364
隔震層	124.82	0.1862		123.06	0.1834	

表 2-32 最小設計總橫力 (基底剪力=650.98T)作用下  
動態反應(LRB-D)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
PR	20.06	0.2915	0.063	20.47	0.3022	0.0767
R2	25.18	0.2896	0.093	25.78	0.2999	0.1133
RF	193.77	0.2868	0.1425	224.14	0.2965	0.1775
6F	195.25	0.2811	0.2175	160.05	0.2894	0.255
5F	134.07	0.2724	0.3025	131.51	0.2792	0.345
4F	115.51	0.2603	0.3825	112.42	0.2654	0.4325
3F	105	0.2450	0.4089	101.79	0.2481	0.456
2F	104.97	0.2266	0.51	102.02	0.2276	0.556
1F	104.97	0.2036	0.284	102.02	0.2026	0.3156
隔震層	116.6	0.1908		114.94	0.1884	

表 2-33 最小設計總橫力 (基底剪力=661.78T)作用下  
動態反應(LRB-E)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角	側向力 T	位移 m	側移角
PR	21.1	0.2814	0.0667	21.51	0.2917	0.09
R2	26.22	0.2794	0.0967	26.82	0.289	0.1067
RF	199.92	0.2765	0.145	204.33	0.2858	0.18
6F	199.74	0.2707	0.2225	200.21	0.2786	0.2625
5F	163.65	0.2618	0.31	161.78	0.2681	0.3225
4F	135.33	0.2494	0.39	132.43	0.2540	0.44
3F	116.41	0.2338	0.4156	113.23	0.2364	0.462
2F	105.54	0.2151	0.52	102.29	0.2156	0.564
1F	105.3	0.1917	0.2889	84.3	0.1902	0.3178
隔震層	118.01	0.1787		134.3	0.1759	

表 2-34 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較

設計參數	靜力分析	歷時分析
1 設計位移 $D$	$D = 25ZICCD_eT_e^2 = 0.26m$	0.1275m(X 向) 0.1230m(Y 向)
2 設計總位移 $D_T = D \left[ 1 + \gamma \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	$D_T = 0.28054m$ (X 向) $D_T = 0.3172m$ (Y 向)	0.1327m(X 向) $< 0.9 D_T$ 0.1288m(Y 向) $< 0.9 D_T$
3 最大總位移 $D_{TM}$	$D_{TM} = 1.5D_T = 0.42756m$ $D_{TM} = 1.5D_T = 0.4758m$	0.1991m(X 向) $< 0.8 D_{TM}$ 0.1932m(Y 向) $< 0.8 D_{TM}$



表 2-35 線性歷時分析橫力下限值

		靜力分析	線性歷時分析
1	設計位移 D	0.26m	0.1275m(X 向) 0.1230m(Y 向)
2	$K_{eff}D$	$0.26 \times 183.88 \times 24 = 114$ 7.38	$0.1275 \times 248.27 \times 24 = 759.71\text{t(X 向)}$ $0.1230 \times 252.89 \times 24 = 746.53\text{t(Y 向)}$
3	$V_s = \frac{K_{eff}D}{1.2\alpha_y}$	637.79	
4	$V_{dyn}$		759.17t(X 向) 746.53t(Y 向)
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$		419.24t(X 向) 414.74t(Y 向)
6	$60\%V_s$	382.67	
7	2.8.3 節下限	382.08	
8	最小設計總橫力= $\max \{ (5),(6),(7) \}$		419.24t(X 向與 Y 向)
9	動力分析桿件內力調整係數 $\max \{ (5),(6),(7) \} / V_{dyn}$		$419.24/759.17=0.552\text{(X 向)}$ $419.24/746.53=0.562\text{(Y 向)}$

表 2-36 設計地震力( $PGA=0.33*1.5=0.495g$ )作用下地震反應

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 t	位移 m	側移角%	側向力 t	位移 m	側移角%
PR	24.31	0.2284	0.0267	22.54	0.2356	0.0767
R2	30.43	0.2272	0.0633	29.35	0.2333	0.09
RF	230.26	0.2253	0.125	239.16	0.2306	0.1475
6F	238.16	0.2203	0.18	235.45	0.2247	0.21
5F	186.83	0.2131	0.285	174.41	0.2163	0.31
4F	184.94	0.2017	0.3925	132.97	0.2039	0.4325
3F	120.45	0.186	0.4333	126.93	0.1866	0.4756
2F	92.42	0.1665	0.5489	101.01	0.1652	0.6
1F	140.56	0.1418	0.3178	102.27	0.1382	0.3378
隔震層	154.99	0.1275		146.08	0.1230	

表 2-37 二層 R.C.建築結構樓層載重

樓層	面積 (m <sup>2</sup> )	傳統結構系統 靜載重		隔震系統靜載重		設計 活載重 (t/m <sup>2</sup> )
		重量 (t)	平均重 (t/m <sup>2</sup> )	重量 (t)	平均重 (t/m <sup>2</sup> )	
2F	1215	1454.36	1.20	1388.38	1.14	0.3
1F	1215	1800.10	1.48	1405.73	1.16	0.5
上部結構總重 (t) (隔震系統上部總重)		3254.46		2794.11		

註：上部結構總重，傳統結構為 2F 以上重量合，而隔震結構為 B1 以上重量合。

表 2-38 隔震系統參數表

	高阻尼橡膠支承墊				
	A	B	C	D	E
特性強度 $Q_d$ (t)	6.6	7.7	7.7	8.9	8.9
非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	80	93	93	107	107
初始勁度 $K_u$ (t/m)	269	312	312	359	359
有效勁度 $K_{eff}$ (t/m)	2842	3425	3425	4087	4087
等效阻尼 $\xi_{eq}$ (%)	16.45	17.16	17.16	17.77	17.77
極限應變 (%)	320	357	357	370	370

	鉛心橡膠支承墊				
	A	B	C	D	E
特性強度 $Q_d$ (t)	9.1	9.1	10.6	10.6	10.6
非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	65.2	65.2	75.7	75.7	75.7
初始勁度 $K_u$ (t/m)	865	823.53	959.17	959.17	959.17
有效勁度 $K_{eff}$ (t/m)	3042	3042	3741	3741	3741
等效阻尼 $\xi_{eq}$ (%)	28.41	28.41	29.77	29.77	29.77
極限應變 (%)	265	265	290	290	290

表 2-39 鉛心橡膠支承墊於不同  $Q_d$  與  $K_d$  下設計之參數及地震力比較表

項目	HDR					LRB				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
1 特性強度 $Q_d$ (t)	6.6	7.7	7.7	8.9	8.9	9.6	9.1	10.6	10.6	10.6
2 非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	80	93	93	107	107	65.2	65.2	983.6	983.6	983.6
3 $D_y$ 降伏位移	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
4 $F_y$ 降伏力	9.4	10.96	10.96	12.65	12.65	10.38	9.88	11.51	11.51	11.51
5 $mQ_d$ 總特性強度 (t)	158.4	184.8	184.8	213.6	213.6	218.4	218.4	254.4	254.4	254.4
6 $K_u = \frac{F_y}{D_y}$ 初始勁度 (t/m)	268.57	313.14	313.14	359	359	865	823.53	959.17	959.17	959.17
7 $\alpha = \frac{K_d}{K_u}$ 勁度比	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.076	0.077	0.077	0.077	0.077
8 $D$ 設計位移 (m)	0.172	0.155	0.155	0.141	0.141	0.148	0.148	0.132	0.132	0.132
9 $K_{eff}$ 有效勁度 (t/m)	2842	3425	3425	4087	4087	3042	3042	3741	3741	3741
10 $\xi_e$ 等效阻尼	16.45%	17.16%	17.16%	17.77%	17.77%	28.41%	28.41	29.77%	29.77%	29.77%
11 $T_e$ 有效週期 (sec)	1.99	1.81	1.81	1.658	1.658	1.92	1.92	1.733	1.733	1.733
12 $K_{eff} \times D / 1.2\alpha_y$	271.57	294.93	294.93	320.15	320.15	250.12	250.12	274.34	274.34	274.34
13 $1.5mF_y / \alpha_y$ (t)	225.6	263.04	263.04	303.6	303.6	249.12	237.12	276.24	276.24	276.24
14 $\frac{ZIC}{3.5\alpha_y} w_1$ (t)	130.252	145.55	145.55	158.89	158.89	137.21	136.99	152.02	152.02	152.02
15 $V_s = \max[(12), (13), (14)]$ (t)	271.57	294.93	294.93	320.15	320.15	250.12	250.12	276.24	276.24	276.24
16 與傳統結構比較 $V_{code} = 658.57$ t	41.24%	44.78%	44.78%	48.61%	48.61%	37.98%	37.98%	41.95%	41.95%	41.95%

表 2-40 動力分析位移分析下限值(HDR-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.172m	$D_x=0.0786\text{m}$ $D_y=0.0754\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.167m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.2037m	$0.0825\text{m}(\text{X 向}) < 0.9 D_T$ $0.0797\text{m}(\text{Y 向}) < 0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.3056m	$0.0825 \times 1.5 = 0.1238(\text{X 向}) < 0.8 D_{TM}$ $0.0797 \times 1.5 = 0.1196(\text{Y 向}) < 0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-41 動力分析位移分析下限值(HDR-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.155m	$D_x=0.1182\text{m}$ $D_y=0.1100\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.152m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1854m	$0.1247\text{m}(\text{X 向}) < 0.9 D_T$ $0.1175\text{m}(\text{Y 向}) < 0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2781m	$0.1247 \times 1.5 = 0.1871(\text{X 向}) < 0.8 D_{TM}$ $0.1175 \times 1.5 = 0.1763(\text{Y 向}) < 0.8 D_{TM}$

表 2-42 動力分析位移分析下限值(HDR-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.155m	$D_x=0.1182\text{m}$ $D_y=0.1100\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.152m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1854m	0.1247m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1175m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2781m	$0.1247 \times 1.5 = 0.1871\text{m}$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1175 \times 1.5 = 0.1763\text{m}$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-43 動力分析位移分析下限值(HDR-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.141m	$D_x=0.1094\text{m}$ $D_y=0.1025\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1377m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1680m	0.1153m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1092m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.252m	$0.1153 \times 1.5 = 0.1730\text{m}$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1092 \times 1.5 = 0.1638\text{m}$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 2-44 動力分析位移分析下限值(HDR-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.141m	$D_x=0.1094\text{m}$ $D_y=0.1025\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1377m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1680m	0.1153m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1092m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.252m	$0.1153 \times 1.5 = 0.1730$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1092 \times 1.5 = 0.1638$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-45 動力分析位移分析下限值(LRB-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.148m	$D_x=0.1080\text{m}$ $D_y=0.1095\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.145m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1767m	0.1129m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1142m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2654m	$0.1129 \times 1.5 = 0.1649$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1142 \times 1.5 = 0.1713$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 2-46 動力分析位移分析下限值(LRB-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	D (設計位移)	0.148m	$D_x=0.0997\text{m}$ $D_y=0.1009\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.145m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1769m	0.1042m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1052m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5D_T$	0.2654m	$0.1042 \times 1.5 = 0.1563\text{(X 向)} < 0.8 D_{TM}$ $0.1052 \times 1.5 = 0.1578\text{(Y 向)} < 0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-47 動力分析位移分析下限值(LRB-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	D (設計位移)	0.132m	$D_x=0.0914\text{m}$ $D_y=0.0921\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.129m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.157m	0.0955m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.0961m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5D_T$	0.236m	$0.0955 \times 1.5 = 0.1432\text{(X 向)} < 0.8 D_{TM}$ $0.0961 \times 1.5 = 0.1442\text{(Y 向)} < 0.8 D_{TM}$



表 2-48 動力分析位移分析下限值(LRB-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.132m	$D_x=0.0914\text{m}$ $D_y=0.0921\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.129m	
3	設計總位移 $D_r = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.157m	0.0955m(X 向) $<0.9 D_r$ 0.0961m(Y 向) $<0.9 D_r$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5D_r$	0.236m	$0.0955 \times 1.5 = 0.1432$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0961 \times 1.5 = 0.1442$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 2-49 動力分析位移分析下限值(LRB-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.132m	$D_x=0.0914\text{m}$ $D_y=0.0921\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.129m	
3	設計總位移 $D_r = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.157m	0.0955m(X 向) $<0.9 D_r$ 0.0961m(Y 向) $<0.9 D_r$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5D_r$	0.236m	$0.0955 \times 1.5 = 0.1432$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0961 \times 1.5 = 0.1442$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 2-50 動力分析橫力下限值(HDR-A)

項目		靜力計算	動力分析
1	D (設計位移)	0.172m	X=0.0786m Y=0.0754m
2	$K_{eff} \times D$	488.824t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	271.57	--
4	$V_{dyn}$	--	866.427t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	481.35t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	217.256t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	225.6t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		481.35t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-51 動力分析橫力下限值(HDR-B)

項目		靜力計算	動力分析
1	D (設計位移)	0.155m	X=0.1182m Y=0.1100m
2	$K_{eff} \times D$	530.875t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	294.93t	--
4	$V_{dyn}$	--	799.405t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	444.11t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	235.94t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	263.04t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		444.11t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-52 動力分析橫力下限值(HDR-C)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.155m	X=0.1182m Y=0.1100m
2	$K_{eff} \times D$	530.875t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	294.93t	--
4	$V_{dyn}$	--	799.405t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	444.11t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	235.94t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	263.04t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		444.11t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-53 動力分析橫力下限值(HDR-D)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.141m	X=0.1094m Y=0.1025m
2	$K_{eff} \times D$	576.27t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	320.15t	--
4	$V_{dyn}$	--	804.302t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	446.83t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	256.12t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	303.6t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		446.83t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-54 動力分析橫力下限值(HDR-E)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.141m	$X=0.1094m$ $Y=0.1025m$
2	$K_{eff} \times D$	576.27t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	320.15t	--
4	$V_{dyn}$	--	804.302t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	446.83t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	256.12t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	303.6t	--
8	最小設計總橫力 = $\max[(5), (6), (7)]$		446.83t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-55 動力分析橫力下限值(LRB-A)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.148m	$X=0.1080m$ $Y=0.1095m$
2	$K_{eff} \times D$	450.216t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	250.10t	--
4	$V_{dyn}$	--	683.342t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	379.63t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	200.10t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	249.12t	--
8	最小設計總橫力 = $\max[(5), (6), (7)]$		379.63t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-56 動力分析橫力下限值(LRB-B)

項目		靜力計算	動力分析
1	D (設計位移)	0.148m	X=0.0997m Y=0.1009m
2	$K_{eff} \times D$	450.22t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	250.12t	--
4	$V_{dyn}$	--	676.037t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	375.58t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	200.10t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	237.12t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		375.58t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-57 動力分析橫力下限值(LRB-C)

項目		靜力計算	動力分析
1	D (設計位移)	0.132m	X=0.0914m Y=0.0921m
2	$K_{eff} \times D$	493.812t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	274.34t	--
4	$V_{dyn}$	--	683.094t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	379.5t > 80% $V_s$
6	80% $V_s$	219.47t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	276.24t	--
8	最小設計總橫力 = max[(5), (6), (7)]		379.5t
9	動力分析桿件內力調整係數 = $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-58 動力分析橫力下限值(LRB-D)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.132m	$X=0.0914m$ $Y=0.0921m$
2	$K_{eff} \times D$	493.812t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	274.34t	--
4	$V_{dyn}$	--	683.094t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	$379.5t > 80\% V_s$
6	$80\% V_s$	219.47t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	276.24t	--
8	最小設計總橫力= $\max[(5),(6),(7)]$		379.5t
9	動力分析桿件內力調整係數= $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-59 動力分析橫力下限值(LRB-E)

項目		靜力計算	動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.132m	$X=0.0914m$ $Y=0.0921m$
2	$K_{eff} \times D$	493.812t	--
3	$V_s = \frac{K_{eff} \times D}{1.2\alpha_y}$	274.34t	--
4	$V_{dyn}$	--	683.094t
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$	--	$379.5t > 80\% V_s$
6	$80\% V_s$	219.47t	--
7	規範 2.8.3 節規定下限	276.24t	--
8	最小設計總橫力= $\max[(5),(6),(7)]$		379.5t
9	動力分析桿件內力調整係數= $\frac{(8)}{(4)}$		0.556

表 2-60 最小設計總橫力(基底剪力=866.427T)作用下  
動態反應(HDR-A)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	390.67	0.2316	1.7	385.90	0.2282	1.7
1F	628.55	0.1551	1.7	615.49	0.1518	1.7
隔震層	866.43	0.0786		845.08	0.0754	

表 2-61 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下  
動態反應(HDR-B)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	363.62	0.3018	2.04	363.16	0.2874	1.97
1F	581.51	0.2100	2.04	560.48	0.1987	1.97
隔震層	799.40	0.1182		757.80	0.1100	

表 2-62 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下  
動態反應(HDR-C)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	363.62	0.3018	2.04	363.16	0.2874	1.97
1F	581.51	0.2100	2.04	560.48	0.1987	1.97
隔震層	799.40	0.1182		757.80	0.1100	

表 2-63 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下  
動態反應(HDR-D)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	368.38	0.2854	1.96	407.41	0.2941	2.13
1F	586.34	0.1974	1.96	586.97	0.1983	2.13
隔震層	804.30	0.1094		766.53	0.1025	



表 2-64 最小設計總橫力 (基底剪力=799.405T)作用下  
動態反應(HDR-E)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	363.38	0.2854	1.96	367.41	0.2941	2.13
1F	586.34	0.1974	1.96	566.97	0.1983	2.13
隔震層	804.3	0.1094		766.53	0.1025	

表 2-65 最小設計總橫力 (基底剪力=683.342T)作用下  
動態反應(LRB-A)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	348.56	0.2694	1.79	350.26	0.2591	2.46
1F	515.95	0.1887	1.79	502.48	0.1843	2.46
隔震層	683.34	0.1080		654.70	0.1095	

表 2-66 最小設計總橫力 (基底剪力=676.037T)作用下  
動態反應(LRB-B)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	350.46	0.3425	3.697	322.49	0.2455	1.6
1F	513.25	0.1761	3.697	499.40	0.1732	1.6
隔震層	676.04	0.0097		647.31	0.1009	

表 2-67 最小設計總橫力 (基底剪力=683.094T)作用下  
動態反應(LRB-C)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	354.29	0.237	1.62	354	0.2429	3.076
1F	518.54	0.1642	1.62	504.48	0.1675	3.076
隔震層	683.09	0.0914		654.96	0.0921	

表 2-68 最小設計總橫力 (基底剪力=683.094T)作用下  
動態反應(LRB-D)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	354.29	0.237	1.62	354	0.2429	3.076
1F	518.84	0.1642	1.62	504.48	0.1675	3.076
隔震層	683.09	0.0914		654.96	0.0921	

表 2-69 最小設計總橫力 (基底剪力=683.094T)作用下  
動態反應(LRB-E)

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 T	位移 m	側移角 (%)	側向力 T	位移 m	側移角 (%)
2F	354.29	0.237	1.62	354	0.2429	3.076
1F	518.54	0.1642	1.62	504.48	0.1675	3.076
隔震層	683.09	0.0914		654.96	0.0921	

表 2-70 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較

設計參數	靜力分析	歷時分析
1 設計位移 $D$	$D = 25ZICCD_eT_e^2 = 0.148m$	0.1020m(X 向) 0.098m(Y 向)
2 設計總位移 $D_T = D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	$D_T = 0.159692m$ (X 向) $D_T = 0.18065m$ (Y 向)	0.1061m(X 向) $< 0.9 D_T$ 0.1027m(Y 向) $< 0.9 D_T$
3 最大總位移 $D_{TM}$	$D_{TM} = 1.5D_T = 0.239538m$ $D_{TM} = 1.5D_T = 0.220393m$	0.1592m(X 向) $< 0.8 D_{TM}$ 0.1541m(Y 向) $< 0.8 D_{TM}$

表 2-71 線性歷時分析橫力下限值

		靜力分析	線性歷時分析
1	設計位移 D	0.148m	0.1020m(X 向) 0.098m(Y 向)
2	$K_{eff}D$	$0.148 \times 126.75 \times 24 = 450.216$	$0.1020 \times 159.32 \times 24 = 390.02\text{t(X 向)}$ $0.098 \times 163.16 \times 24 = 383.75\text{t(Y 向)}$
3	$V_s = \frac{K_{eff}D}{1.2\alpha_y}$	312.65	
4	$V_{dyn}$		390.02t(X 向) 383.75t(Y 向)
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$		270.84t(X 向) 266.49t(Y 向)
6	$60\%V_s$	187.59	
7	2.8.3 節下限	311.4	
8	最小設計總橫力= $\max [(5),(6),(7)]$		270.84t(X 向與 Y 向)
9	動力分析桿件內力調整係數 $\max [(5),(6),(7)] / V_{dyn}$		$270.84/390.02=0.694\text{(X 向)}$ $270.84/383.75=0.706\text{(Y 向)}$

表 2-72 設計地震力(PGA=0.33\*1.5=0.495g)作用下地震反應

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 t	位移 m	側移角%	側向力 t	位移 m	側移角%
2F	227.72	0.2692	1.858	236.96	0.2784	2.004
1F	477.63	0.1856	1.858	455.35	0.1882	2.004
隔震層	727.54	0.1020		673.74	0.098	

表 3-1 鋼構造建築結構樓層載重

樓層	面積 (m <sup>2</sup> )	靜載重		設計活載重 (t/m <sup>2</sup> )
		重量 (t)	平均重 (t/m <sup>2</sup> )	
RF	1215	733.87	0.604	0.5
6F	1215	805.72	0.663	0.2
5F	1215	805.72	0.663	0.2
4F	1215	805.72	0.663	0.2
3F	1215	805.72	0.663	0.3
2F	1215	805.72	0.663	0.3
1F	1215	880.05	0.724	0.5
B1	1215	1011.96	0.833	0.5
上部結構總重 (t)		6654.48		

表 3-2 鉛心橡膠支承墊於不同 $Q_d$ 與 $K_d$ 下設計之參數及地震力比較表

項目		HDR					LRB				
		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
1	特性強度 $Q_d$ (t)	15	18.7	20.4	23	24.6	16.1	18.2	20.4	22.7	25.2
2	非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	188	216	150	274	182	122	123	176	137	137
3	$D_y$ 降伏位移	0.033	0.021	0.023	0.035	0.023	0.010	0.012	0.0096	0.014	0.015
4	$F_y$ 降伏力	20.823	22.722	23.736	32.2	28.727	15.92	19.14	21.9	24.88	26.76
5	$mQ_d$ 總特性強度 (t)	360	448.8	489.6	352	590.4	386.4	436.8	489.6	544.8	604.8
6	$K_u = \frac{F_y}{D_y}$ 初始勁度 (t/m)	631	1082	1032	920	1249	1592	1595	2281	1777	1784
7	$\alpha = \frac{K_d}{K_u}$ 勁度比	0.30	0.20	0.15	0.30	0.15	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077
8	$D$ 設計位移 (m)	0.1751	0.1489	0.1569	0.1334	0.1370	0.1804	0.1704	0.1469	0.1493	0.1417
9	$K_{eff}$ 有效勁度 (t/m)	6567.57	8197.11	6719.73	10714.92	8677.64	5069.43	5514.87	7557.77	6935.95	7556.39
10	$\xi_e$ 等效阻尼	16.17%	20.10%	25.22%	18.14%	26.31%	25.40%	27.50%	26.25%	30.34%	32.15%
11	$T_e$ 有效週期 (sec)	2.019	1.807	1.996	1.581	1.757	2.298	2.204	1.882	1.965	1.883
12	$K_{eff} \times D / 1.2\alpha_y$	798.60	847.88	732.34	992.38	825.55	635.23	652.72	770.79	719.33	743.53
13	$1.5mF_y / \alpha_y$ (t)	624.69	681.66	712.08	966	861.81	477.6	574.2	657	746.4	802.8
14	$\frac{ZIC}{3.5\alpha_y} w_1$ (t)	388.45	434.02	392.92	496.06	446.37	341.29	355.84	416.73	399.12	416.50
15	$V_s = \max[(12),(13),(14)]$ (t)	798.60	847.88	732.34	992.38	861.81	635.23	652.72	770.79	746.4	802.8
16	與傳統結構比較 $V_{code} = 898.35$ t	88.89%	94.38%	81.52%	110.47%	95.93%	70.71%	72.66%	85.80%	83.09%	89.36%

表 3-3 動力分析位移分析下限值(HDR-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1751m	$D_x=0.1433\text{m}$ $D_y=0.1408\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1558m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.2136m	0.1494m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1472m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.3204m	$0.1494 \times 1.5 = 0.2241$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1472 \times 1.5 = 0.2208$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 3-4 動力分析位移分析下限值(HDR-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1489m	$D_x=0.1190\text{m}$ $D_y=0.1155\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1293m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1577m	0.1233m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1195m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2366m	$0.1233 \times 1.5 = 0.1850$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1195 \times 1.5 = 0.1793$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$



表 3-5 動力分析位移分析下限值(HDR-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1569m	$D_x=0.1297\text{m}$ $D_y=0.1261\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1393m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1699m	0.1358m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1323m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2549m	$0.1358 \times 1.5 = 0.2037$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1323 \times 1.5 = 0.1985$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-6 動力分析位移分析下限值(HDR-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1334m	$D_x=0.1024\text{m}$ $D_y=0.0988\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1116m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1362m	0.1043m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1032m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2043m	$0.1043 \times 1.5 = 0.1565$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1032 \times 1.5 = 0.1548$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 3-7 動力分析位移分析下限值(HDR-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1370m	$D_x=0.1091\text{m}$ $D_y=0.1051\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1181m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1441m	0.1140m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1099m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2162m	$0.1140 \times 1.5 = 0.171$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1099 \times 1.5 = 0.1649$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-8 動力分析位移分析下限值(LRB-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1804m	$D_x=0.1544\text{m}$ $D_y=0.1512\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1644m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.2006m	0.1616m(X 向) $>0.9 D_T$ 0.1589m(Y 向) $>0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.3009m	$0.1616 \times 1.5 = 0.2424$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1589 \times 1.5 = 0.2384$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 3-9 動力分析位移分析下限值(LRB-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1704m	$D_x=0.1445\text{m}$ $D_y=0.1410\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1542m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1881m	0.1509m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1479m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2822m	$0.1509 \times 1.5 = 0.2264$ (X 向) $>0.8 D_{TM}$ $0.1479 \times 1.5 = 0.2219$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-10 動力分析位移分析下限值(LRB-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1469m	$D_x=0.1231\text{m}$ $D_y=0.1190\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1287m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1570m	0.1233m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1195m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2355m	$0.1233 \times 1.5 = 0.1850$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1195 \times 1.5 = 0.1773$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 3-11 動力分析位移分析下限值(LRB-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1493m	$D_x=0.1231\text{m}$ $D_y=0.1190\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1321m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1612m	0.1276m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1240m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2418m	$0.1276 \times 1.5 = 0.1914\text{(X 向)} < 0.8 D_{TM}$ $0.1240 \times 1.5 = 0.1860\text{(Y 向)} < 0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-12 動力分析位移分析下限值(LRB-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1417m	$D_T=0.1147\text{m}$ $D_y=0.1115\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1242m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1515m	0.1190m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1152m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.22725m	$0.1190 \times 1.5 = 0.1785\text{(X 向)} > 0.8 D_{TM}$ $0.1152 \times 1.5 = 0.1728\text{(Y 向)} > 0.8 D_{TM}$

表 3-13 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-A)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	1005.632t	1047.53t	1078.11t	1078.11t
Y	995.834t	1037.32	1078.11t	1078.11t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (6567.57 \times 0.1751) / (0.8 \times 1.2) = 1197.90t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-14 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-B)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	1063.98t	1108.31t	1271.41t	1271.41t
Y	1044.132t	1087.64t	1271.41t	1271.41t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (8197.11 \times 0.1489) / (0.8 \times 1.2) = 1271.41t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-15 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-C)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	1063.98t	1108.31t	1098.26t	1108.31t
Y	1044.132t	1087.64t	1098.26t	1087.64t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (6719.73 \times 0.1569) / (0.8 \times 1.2) = 1098.26t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-16 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-D)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	1222.288t	1273.22t	1488.93t	1488.93t
Y	1197.339t	1247.23t	1488.93t	1488.93t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (10714.92 \times 0.1334) / (0.8 \times 1.2) = 1488.93t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-17 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-E)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	1062.893t	1107.18t	1238.37t	1238.37t
Y	1043.79t	1087.28t	1238.37t	1238.37t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (8677.64 \times 0.1370) / (0.8 \times 1.2) = 1238.37t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-18 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-A)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	839.398t	874.37t	952.63t	952.63t
Y	829.787t	864.36t	952.63t	952.63t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (5069.43 \times 0.1804) / (0.8 \times 1.2) = 952.63t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-19 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-B)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	864.836t	900.87t	978.89t	978.89t
Y	853.069t	888.61t	978.89t	978.89t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (5514.87 \times 0.1704) / (0.8 \times 1.2) = 978.89t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-20 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-C)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	994.628t	1036.07t	1156.50t	1156.50t
Y	976.386t	1017.07t	1156.50t	1156.50t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (7557.77 \times 0.1469) / (0.8 \times 1.2) = 1156.50t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-21 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-D)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	948.851t	988.39t	1078.68t	1078.68t
Y	936.049t	975.05t	1078.68t	1078.68t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (6935.95 \times 0.1493) / (0.8 \times 1.2) = 1078.68t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-22 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-E)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9V_b$	設計橫力
X	980.491t	1021.34t	1115.35t	1115.35t
Y	965.796t	1006.04t	1115.35t	1115.35t

註：(1)  $V_b = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (7556.39 \times 0.1417) / (0.8 \times 1.2) = 1115.35t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9V_b)$  規則性結構

表 3-23 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-A)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	1005.632t	698.36t	639t	698.36t	0.694
Y	995.834t	691.55t	639t	691.55t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (6567.57 \times 0.1751) / (1.2 \times 1.2) = 798.75t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y/\alpha_y, ZICW/(3.5\alpha_y)) = \max(197, 624.69, 388.45) = 624.69$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 639$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-24 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-B)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	1063.98t	738.88t	681.66t	738.88t	0.694
Y	1044.132t	725.10t	681.66t	725.10t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (8197.11 \times 0.1489) / (1.2 \times 1.2) = 847.88t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y/\alpha_y, ZICW/(3.5\alpha_y)) = \max(197, 681.66, 434.02) = 681.66$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 681.66$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$



表 3-25 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-C)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	1063.98t	738.88t	712.08t	738.88t	0.694
Y	1044.132t	725.09	712.08t	725.09	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (6719.73 \times 0.1569) / (1.2 \times 1.2) = 732.34t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 712.08, 392.92) = 712.08$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 712.08$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-26 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-D)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	1222.288t	848.81t	966t	966t	0.79
Y	1197.339t	841.49t	966t	966t	0.81

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (10714.92 \times 0.1334) / (1.2 \times 1.2) = 992.38t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 966, 496.06) = 966$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 966$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-27 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-E)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	1062.893t	738.12t	861.81t	861.81t	0.81
Y	1043.79t	724.86t	861.81t	861.81t	0.83

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (8677.64 \times 0.1370) / (1.2 \times 1.2) = 825.55t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 861.81, 446.37) = 861.81$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 861.81$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-28 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-A)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	839.398t	582.92t	508.18t	582.92t	0.694
Y	829.787t	576.24t	508.18t	576.24t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (5069.43 \times 0.1804) / (1.2 \times 1.2) = 635.23t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 477.6, 341.29) = 477$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = \max(0.8 \times 635.23) = 508.18$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-29 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-B)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	864.836t	600.58t	574t	600.58t	0.694
Y	853.069t	592.40t	574t	592.40t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (5514.87 \times 0.1704) / (1.2 \times 1.2) = 652.72t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 574.2, 355.84) = 574.2$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 574$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-30 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-C)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	994.628t	690.71t	657t	690.71t	0.694
Y	976.386t	678.05t	657t	678.05t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (7557.77 \times 0.1469) / (1.2 \times 1.2) = 770.79t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 657, 416.73) = 657$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 657$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-31 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-D)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	948.851t	658.92t	746.4t	746.4t	0.787
Y	936.049t	650.03t	746.4t	746.4t	0.797

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (6935.95 \times 0.1493) / (1.2 \times 1.2) = 719.33t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 746.4, 399.12) = 746.4$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 746.4$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-32 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-E)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	980.491t	680.90t	802.8t	802.8t	0.82
Y	965.796t	670.69t	802.8t	802.8t	0.83

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (7556.39 \times 0.1417) / (1.2 \times 1.2) = 743.53t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 802.8, 416.5) = 802.8$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 802.8$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-33 層間相對未移角(HDR-A)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.2127	0.0009440	0.001359360	0.2127	0.003	0.00432
6F	4	0.2085	0.0004511	0.000649584	0.2085	0.001338	0.00192672
5F	4	0.2022	0.0003254	0.000485760	0.2022	0.0009808	0.00412352
4F	4	0.1934	0.0002935	0.000422640	0.1934	0.0009079	0.00130738
3F	4	0.1823	0.0003062	0.000440928	0.1823	0.0009235	0.00132984
2F	4	0.1691	0.0003464	0.000498816	0.1691	0.0009915	0.00142776
1F	4	0.1549	0.0003930	0.000565920	0.1549	0.001074	0.00154656
隔震層	1.0	0.1433	0.0004216	0.000607104	0.1433	0.001123	0.00161712

X 向最大層間相對位移角=0.0009440<0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.003 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-34 層間相對未移角(HDR-B)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.1931	0.0009822	0.001414368	0.2050	0.003128	0.00450432
6F	4	0.1886	0.0004503	0.000648432	0.1989	0.001355	0.0019512
5F	4	0.1818	0.0003364	0.000484416	0.1902	0.001022	0.00147168
4F	4	0.1724	0.0003161	0.000455184	0.1785	0.0009668	0.00139219
3F	4	0.1604	0.0003254	0.000468576	0.1641	0.0009739	0.001402416
2F	4	0.1464	0.0003541	0.000509904	0.1473	0.001023	0.00148608
1F	4	0.1313	0.0003921	0.000564624	0.1297	0.001092	0.00157248
隔震層	1.0	0.1190	0.0004168	0.000600192	0.1156	0.001134	0.00163296

X 向最大層間相對位移角=0.001414368<0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.003128 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-35 層間相對未移角(HDR-C)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.1955	0.0008272	0.00191168	0.2057	0.002644	0.00380736
6F	4	0.1915	0.0003583	0.00051595	0.2003	0.001066	0.00153504
5F	4	0.1855	0.0002552	0.00036748	0.1926	0.0007678	0.00110563
4F	4	0.1772	0.0002376	0.00034214	0.1824	0.0007291	0.00104990
3F	4	0.1667	0.0002494	0.00035914	0.1695	0.0007511	0.00109022
2F	4	0.1542	0.0002810	0.00040464	0.1546	0.0008148	0.00117331
1F	4	0.1407	0.0003219	0.00046354	0.1388	0.0008978	0.00129283
隔震層	1.0	0.1297	0.0003496	0.00050342	0.1261	0.0009525	0.0013716

X 向最大層間相對位移角=0.00191168 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.002644 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-36 層間相對未移角(HDR-D)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.1891	0.001223	0.00176112	0.2031	0.003907	0.005626
6F	4	0.1836	0.0006016	0.00086630	0.1958	0.001840	0.0026496
5F	4	0.1755	0.0004765	0.00068616	0.1855	0.001452	0.00209088
4F	4	0.1644	0.0004495	0.00064728	0.1717	0.001363	0.00196272
3F	4	0.1504	0.0004483	0.00064555	0.1548	0.001333	0.00191952
2F	4	0.1340	0.0004632	0.00066701	0.1353	0.001341	0.00193104
1F	4	0.1166	0.0004883	0.00070315	0.1150	0.001371	0.00197424
隔震層	1.0	0.1024	0.0005026	0.00072374	0.0988	0.001381	0.00198864

X 向最大層間相對位移角=0.0012123 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.003907 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-37 層間相對未移角(HDR-E)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.1831	0.0009449	0.00136056	0.1943	0.003030	0.0043632
6F	4	0.1785	0.0004103	0.00059083	0.1882	0.001253	0.0018043
5F	4	0.1717	0.0003112	0.00044813	0.1795	0.0009555	0.0013759
4F	4	0.1623	0.0002999	0.00043186	0.1679	0.0009173	0.00132091
3F	4	0.1504	0.0003064	0.00044122	0.1534	0.0009193	0.00132379
2F	4	0.1264	0.0003270	0.00047088	0.1368	0.0009559	0.0013765
1F	4	0.1214	0.0003596	0.00051782	0.1192	0.001019	0.0014674
隔震層	1.0	0.1091	0.0003829	0.00055138	0.1651	0.001062	0.0015928

X 向最大層間相對未移角=0.00136056 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對未移角=0.003030 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-38 層間相對未移角(LRB-A)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.2113	0.0007058	0.00101635	0.2204	0.00226	0.0032544
6F	4	0.2079	0.0003039	0.00043762	0.2158	0.0008739	0.0012584
5F	4	0.2028	0.0002030	0.00029232	0.2093	0.0005927	0.0008535
4F	4	0.1957	0.0001800	0.0002592	0.2004	0.0005506	0.0007929
3F	4	0.1866	0.0001941	0.0002795	0.1893	0.0005799	0.0008351
2F	4	0.1757	0.0002318	0.0003338	0.1763	0.0006549	0.0009431
1F	4	0.1640	0.0002758	0.0003972	0.1624	0.0007446	0.0010722
隔震層	1.0	0.1544	0.0003048	0.0004389	0.1512	0.0008040	0.0011576

X 向最大層間相對未移角=0.0007058 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對未移角=0.00226 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-39 層間相對未移角(LRB-B)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.2033	0.0007218	0.0010394	0.2123	0.002291	0.00329904
6F	4	0.1998	0.0003046	0.0004386	0.2076	0.0008863	0.0012762
5F	4	0.1945	0.0002064	0.0002972	0.2008	0.0006084	0.0008761
4F	4	0.1871	0.0001876	0.0002701	0.1916	0.0005736	0.0008260
3F	4	0.1777	0.0002010	0.0002894	0.1802	0.0006024	0.0008674
2F	4	0.1665	0.0002354	0.0003390	0.1667	0.0006735	0.0009698
1F	4	0.1544	0.0002774	0.0003994	0.1525	0.0007612	0.0010961
隔震層	1.0	0.1445	0.0003058	0.0004403	0.1410	0.0008201	0.0011809

X 向最大層間相對未移角=0.0007218  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK

Y 向最大層間相對未移角=0.00226  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK

表 3-40 層間相對未移角(LRB-C)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.1880	0.0008598	0.00123811	0.1984	0.002748	0.00395712
6F	4	0.1838	0.0003660	0.00052704	0.1928	0.001099	0.00158256
5F	4	0.1775	0.0002674	0.00038506	0.1848	0.0008101	0.00116654
4F	4	0.1688	0.0002547	0.00036677	0.1740	0.0007774	0.00111946
3F	4	0.1578	0.0002645	0.00038088	0.1607	0.0007927	0.00011415
2F	4	0.1448	0.0002909	0.0004189	0.1452	0.0008455	0.00121752
1F	4	0.1307	0.0003281	0.00047246	0.1288	0.0009213	0.00132667
隔震層	1.0	0.1193	0.0003543	0.00051019	0.1156	0.0009727	0.00140069

X 向最大層間相對未移角=0.0008598  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK

Y 向最大層間相對未移角=0.002748  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK



表 3-41 層間相對未移角(LRB-D)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.1883	0.0007956	0.00114566	0.1979	0.002555	0.0036792
6F	4	0.1843	0.0003272	0.00047117	0.1925	0.0009827	0.0014151
5F	4	0.1784	0.0002336	0.00033638	0.1850	0.0007080	0.0010195
4F	4	0.1702	0.0002228	0.00032083	0.1748	0.0006820	0.00098208
3F	4	0.1597	0.0002330	0.00033552	0.1620	0.0007012	0.0010097
2F	4	0.1474	0.0002592	0.00037325	0.1472	0.0007571	0.0010902
1F	4	0.1340	0.0002963	0.00042667	0.1316	0.0008366	0.0012047
隔震層	1.0	0.1231	0.0003230	0.00046512	0.1190	0.0008920	0.0012845

X 向最大層間相對未移角=0.0007956  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK

Y 向最大層間相對未移角=0.002555  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK

表 3-42 層間相對未移角(LRB-E)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
RF	4	0.1822	0.0008210	0.00118224	0.1930	0.002638	0.00379872
6F	4	0.1781	0.0003335	0.00048024	0.1874	0.001010	0.0014544
5F	4	0.1719	0.0002447	0.00035237	0.1796	0.0007430	0.00106992
4F	4	0.1634	0.0002376	0.00034214	0.1690	0.0007206	0.00103766
3F	4	0.1526	0.0002455	0.00035352	0.1559	0.0007324	0.00105466
2F	4	0.1398	0.0002668	0.00038419	0.1406	0.0007772	0.00111917
1F	4	0.1260	0.0003007	0.00043301	0.1244	0.0008497	0.00122357
隔震層	1.0	0.1147	0.0003264	0.00047002	0.1115	0.0009021	0.00129902

X 向最大層間相對未移角=0.0008210  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK

Y 向最大層間相對未移角=0.002638  $< 0.015/(1.2 \times 1.2) = 0.0104$  OK

表 3-43 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較

設計參數		靜力分析	歷時分析
1	設計位移 $D$	$D = 25ZICCD_e T_e^2 = 18.04cm$	11.45cm(X 向) 11.70cm(Y 向)
2	設計總位移 $D_T = D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	$D_T = 19.47cm$ (X 向) $D_T = 22.01cm$ (Y 向)	11.98cm(X 向) $< 0.9 D_T$ 12.19cm(Y 向) $< 0.9 D_T$
3	最大總位移 $D_{TM}$	$D_{TM} = 1.5D_T = 29.21cm$ $D_{TM} = 1.5D_T = 33.02cm$	17.97cm(X 向) $< 0.8 D_{TM}$ 18.29cm(Y 向) $< 0.8 D_{TM}$

表 3-44 線性歷時分析橫力下限值

		靜力分析	線性歷時分析
1	設計位移 $D$	18.04cm	11.45cm(X 向) 11.70cm(Y 向)
2	$K_{eff}D$	$0.1804 \times 211.21 \times 24 = 914.4$ 5	$0.1145 \times 444 \times 24 = 1220.11t$ (X 向) $0.1170 \times 444 \times 24 = 1246.75t$ (Y 向)
3	$V_s = \frac{K_{eff}D}{1.2\alpha_y}$	635.23	
4	$V_{dyn}$		1219.96t(X 向) 1246.99t(Y 向)
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$		847.19t(X 向) 865.97t(Y 向)
6	60% $V_s$	382.67	
7	2.8.3 節下限	382.07	
8	最小設計總橫力 $= \max \{ (5), (6), (7) \}$		865.97t(X 向與 Y 向)
9	動力分析桿件內力調整係數 $\max \{ (5), (6), (7) \} / V_{dyn}$		$865.97/1219.96 = 0.710$ (X 向) $865.97/1246.99 = 0.694$ (Y 向)

表 3-45 設計地震力( $PGA=0.33*1.5=0.495g$ )作用下地震反應

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 t	位移 cm	側移角%	側向力 t	位移 cm	側移角%
RF	178.44	19.30	0.00138	200.2	21	0.00183
6F	352.93	18.86	0.00199	385.75	20.46	0.00263
5F	507.48	18.20	0.00270	533.09	19.64	0.00348
4F	635.76	17.27	0.00341	668.9	18.53	0.00424
3F	791.58	16.03	0.00401	803	17.09	0.00489
2F	918.60	14.52	0.00430	932.22	15.31	0.00518
1F	1057.10	12.84	0.00350	1072.59	13.33	0.00416
隔震層	1219.96	11.45	1.14504	1246.99	11.70	1.16999

表 3-46 二層鋼構造建築結構樓層載重

樓層	面積 (m <sup>2</sup> )	靜載重		設計活載重 (t/m <sup>2</sup> )
		重量 (t)	平均重 (t/m <sup>2</sup> )	
2F	1215	805.72	0.663	0.3
1F	1215	805.72	0.663	0.3
上部結構總重 (t)		1611.44		

註：上部結構總重，傳統結構為 2F 以上重量合，而隔震結構為 B1 以上重量合。

表 3-47 隔震系統參數表

	高阻尼橡膠支承墊				
	A	B	C	D	E
特性強度 $Q_d$ (t)	7.7	8.9	7.7	6.6	6.6
非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	93	107	93	80	80
初始勁度 $K_u$ (t/m)	312	359	312	269	269
有效勁度 $K_{eff}$ (t/m)	3954	4745	3954	3255	3255
等效阻尼 $\xi_{eq}$ (%)	18.68	18.79	18.68	18.41	18.41
極限應變 (%)	357	370	357	320	320

	鉛心橡膠支承墊				
	A	B	C	D	E
特性強度 $Q_d$ (t)	10.6	9.1	12.3	9.1	12.3
非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	75.7	65.2	86.9	65.2	86.9
初始勁度 $K_u$ (t/m)	959.17	823.53	1129.3	865	1129.3
有效勁度 $K_{eff}$ (t/m)	3741	3042	4573	3042	4573
等效阻尼 $\xi_{eq}$ (%)	29.77	28.41	31.13	28.41	31.13
極限應變 (%)	290	265	310	265	310

表 3-48 鉛心橡膠支承墊於不同  $Q_d$  與  $K_d$  下設計之參數及地震力比較表

項目	HDR					LRB				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
1 特性強度 $Q_d$ (t)	7.7	8.9	7.7	6.6	6.6	10.6	9.1	12.3	9.6	12.3
2 非彈性水平勁度 $K_d$ (t/m)	93	107	93	80	80	983.6	65.2	86.9	65.2	86.9
3 $D_y$ 降伏位移	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
4 $F_y$ 降伏力	10.96	12.65	10.96	9.4	9.4	11.51	9.88	13.34	10.38	13.34
5 $mQ_d$ 總特性強度 (t)	184.8	213.6	184.8	158.4	158.4	254.4	218.4	295.2	218.4	295.2
6 $K_u = \frac{F_y}{D_y}$ 初始勁度 (t/m)	312	359	312	269	269	959.17	823.53	1129.3	865	1129.3
7 $\alpha = \frac{K_d}{K_u}$ 勁度比	0.298	0.298	0.298	0.297	0.297	0.077	0.077	0.077	0.076	0.077
8 $D$ 設計位移 (m)	0.107	0.097	0.107	0.119	0.119	0.132	0.148	0.1186	0.148	0.1186
9 $K_{eff}$ 有效勁度 (t/m)	3954	4754	3954	3255	3255	3741	3042	4573	3042	4573
10 $\xi_e$ 等效阻尼	18.687%	18.79%	18.687%	18.41%	18.41%	29.77%	28.41	31.13%	28.41%	31.13%
11 $T_e$ 有效週期 (sec)	1.28	1.168	1.28	1.41	1.41	1.733	1.92	1.568	1.92	1.568
12 $K_{eff} \times D / 1.2\alpha_y$	293.8	320.23	293.8	268.98	268.98	274.34	250.12	376.64	250.12	376.64
13 $1.5mF_y / \alpha_y$ (t)	263.84	303.6	263.84	225.6	225.6	276.24	237.12	320.16	249.12	320.16
14 $\frac{ZIC}{3.5\alpha_y} w_1$ (t)	148.37	162.6	148.37	134.69	134.69	109.59	98.92	168.01	98.92	168.01
15 $V_s = \max[(12),(13),(14)]$ (t)	293.8	320.23	293.8	268.98	268.98	276.24	250.12	320.16	250.12	320.16
16 與傳統結構比較 $V_{code} = 376.56$ t	78.02%	85.04%	78.02%	71.43%	71.43%	73.35%	66.42%	48.61%	66.42%	48.61%

表 3-49 動力分析位移分析下限值(HDR-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.107m	$D_x=0.0812\text{m}$ $D_y=0.0812\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.099m	
3	設計總位移 $D_r = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1208m	0.0848m(X 向) $<0.9 D_r$ 0.0848m(Y 向) $<0.9 D_r$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_r$	0.1812m	$0.0848 \times 1.5 = 0.1272$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0848 \times 1.5 = 0.1272$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-50 動力分析位移分析下限值(HDR-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.097m	$D_x=0.0757\text{m}$ $D_y=0.0721\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.0926m	
3	設計總位移 $D_r = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1130m	0.0799m(X 向) $<0.9 D_r$ 0.0769m(Y 向) $<0.9 D_r$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_r$	0.1695m	$0.0799 \times 1.5 = 0.1199$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0769 \times 1.5 = 0.1135$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 3-51 動力分析位移分析下限值(HDR-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.107m	$D_x=0.0812\text{m}$ $D_y=0.0812\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.099m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1208m	0.0848m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.0848m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.1812m	$0.0848 \times 1.5 = 0.1272$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0848 \times 1.5 = 0.1272$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-52 動力分析位移分析下限值(HDR-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.119m	$D_x=0.0872\text{m}$ $D_y=0.0879\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1152m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1405m	0.0911m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.0917m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2108m	$0.0911 \times 1.5 = 0.1367$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0917 \times 1.5 = 0.1376$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 3-53 動力分析位移分析下限值(HDR-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.119m	$D_x=0.0872\text{m}$ $D_y=0.0879\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1152m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1405m	0.0911m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.0917m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2108m	$0.0911 \times 1.5 = 0.1367$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0917 \times 1.5 = 0.1376$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-54 動力分析位移分析下限值(LRB-A)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.132m	$\bar{D}_x=0.0914\text{m}$ $\bar{D}_y=0.0921\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.129m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.157m	0.0955m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.0961m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.236m	$0.0955 \times 1.5 = 0.1432$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0961 \times 1.5 = 0.1442$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$



表 3-55 動力分析位移分析下限值(LRB-B)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.148m	$D_x=0.0997\text{m}$ $D_y=0.1009\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.145m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1769m	0.1042m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1052m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2654m	$0.1042 \times 1.5 = 0.1563$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.1052 \times 1.5 = 0.1578$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-56 動力分析位移分析下限值(LRB-C)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1186m	$D_x=0.0608\text{m}$ $D_y=0.0615\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1155m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1409m	0.0635m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.0641m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2114m	$0.0635 \times 1.5 = 0.09525$ (X 向) $<0.8 D_{TM}$ $0.0641 \times 1.5 = 0.09615$ (Y 向) $<0.8 D_{TM}$

表 3-57 動力分析位移分析下限值(LRB-D)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.148m	$D_x=0.1080\text{m}$ $D_y=0.1095\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.145m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1767m	0.1129m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.1142m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2654m	$0.1129 \times 1.5 = 0.1649\text{(X 向)} < 0.8 D_{TM}$ $0.1142 \times 1.5 = 0.1713\text{(Y 向)} < 0.8 D_{TM}$

註 1：在決定設計總位移及最大總位移時應包含地表運動沿最重要方向之 100% 及地表運動沿其正交方向之 30%，此兩者同時激發。

表 3-58 動力分析位移分析下限值(LRB-E)

項目		靜力計算	反應譜動力分析
1	$D$ (設計位移)	0.1186m	$D_x=0.0608\text{m}$ $D_y=0.0615\text{m}$
2	調整位移 $D' = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_e}\right)^2}}$	0.1155m	
3	設計總位移 $D_T = D' \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	0.1409m	0.0635m(X 向) $<0.9 D_T$ 0.0641m(Y 向) $<0.9 D_T$
4	最大總位移 $D_{TM} = 1.5 D_T$	0.2114m	$0.0635 \times 1.5 = 0.09525\text{(X 向)} < 0.8 D_{TM}$ $0.0641 \times 1.5 = 0.09615\text{(Y 向)} < 0.8 D_{TM}$

表 3-59 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-A)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	672.411t	700.46t	396.64t	672.441t
Y	639.022t	665.65t	396.64t	639.022t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (3954 \times 0.107) / (0.8 \times 1.2) = 440.71t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-60 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-B)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	676.397t	704.58t	480.35t	704.58t
Y	641.479t	668.29t	480.35t	668.29t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (4754 \times 0.097) / (0.8 \times 1.2) = 480.35t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-61 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-C)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	672.411t	700.46t	396.64t	672.441t
Y	639.022t	665.65t	396.64t	639.022t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (3954 \times 0.107) / (0.8 \times 1.2) = 440.71t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-62 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-D)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	669.573t	697.47t	363.14t	697.47t
Y	629.589t	655.82t	363.14t	655.82t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (3255 \times 0.119) / (0.8 \times 1.2) = 403.48t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-63 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(HDR-E)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	669.573t	697.47t	363.14t	697.47t
Y	629.589t	655.82t	363.14t	655.82t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (3255 \times 0.119) / (0.8 \times 1.2) = 403.48t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-64 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-A)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	518.84t	432.12t	462.95t	432.12t
Y	683.09t	711.55t	462.95t	711.55t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (3741 \times 0.132) / (0.8 \times 1.2) = 514.39t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-65 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-B)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	513.25t	534.64t	422.08t	534.64t
Y	676.04t	704.21t	422.08t	704.21t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (0.148) / (0.8 \times 1.2) = 468.98t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-66 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-C)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	559.237t	582.54t	564.96t	582.54t
Y	535.285t	557.59t	564.96t	557.59

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (4573 \times 0.1186) / (0.8 \times 1.2) = 564.96t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-67 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-D)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	515.95t	537.44t	468.95t	537.44t
Y	683.34t	711.81t	468.95t	711.81t

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (3042 \times 0.148) / (0.8 \times 1.2) = 468.95t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-68 隔震系統上下方結構元件設計橫力調整(LRB-E)

地震方向	動力分析時隔震層剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/0.8\alpha_y$	$0.9Vb$	設計橫力
X	559.237t	582.54t	564.96t	582.54t
Y	535.285t	557.59t	564.96t	557.59

註：(1)  $Vb = K_{eff} \cdot D / (0.8\alpha_y) = (4573 \times 0.1186) / (0.8 \times 1.2) = 564.96t$

(2)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(3) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/0.8\alpha_y, 0.9Vb)$  規則性結構

表 3-69 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-A)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	672.411t	466.95t	263.04t	466.95t	0.694
Y	639.022t	443.77t	263.04t	443.77t	0.694

註：(1)  $Vs1 = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (3954 \times 0.107) / (1.2 \times 1.2) = 293.80t$

(2)  $Vs2 = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 263.04, 148.37) = 263.04$

(3)  $Vs = \max(0.8Vs1, Vs2) = 263.04$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $Vs1$  換成  $0.8Vs1$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/1.2\alpha_y, Vs)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-70 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-B)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	676.397t	469.72t	303.6t	469.72t	0.694
Y	641.479t	445.47t	303.6t	445.47t	0.694

註：(1)  $Vs1 = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (4754 \times 0.097) / (1.2 \times 1.2) = 320.23t$

(2)  $Vs2 = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 303.6, 162.6) = 303.6$

(3)  $Vs = \max(0.8Vs1, Vs2) = 303.6$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $Vs1$  換成  $0.8Vs1$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn}/1.2\alpha_y, Vs)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-71 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-C)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	672.411t	466.95t	263.04t	466.95t	0.694
Y	639.022t	443.77t	263.04t	443.77t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (3954 \times 0.107) / (1.2 \times 1.2) = 293.80t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 263.04, 148.37) = 263.04$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 263.04$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-72 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-D)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	669.573t	464.98t	225.6t	464.98t	0.694
Y	629.589t	437.21t	225.6t	437.21t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (3255 \times 0.119) / (1.2 \times 1.2) = 268.98t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 225.6, 268.98) = 268.98$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 225.6$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-73 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(HDR-E)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	669.573t	464.98t	225.6t	464.98t	0.694
Y	629.589t	437.21t	225.6t	437.21t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (3255 \times 0.119) / (1.2 \times 1.2) = 268.98t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 225.6, 268.98) = 268.98$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 225.6$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

表 3-74 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-A)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	518.54t	360.10t	276.24t	360.10t	0.694
Y	683.09t	474.37t	276.24t	474.37t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (3741 \times 0.132) / (1.2 \times 1.2) = 342.93t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 276.24, 152.02) = 276.24$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 276.24$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$



表 3-75 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-B)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	513.25t	356.42t	237.12t	356.42t	0.694
Y	676.04t	469.47t	237.12t	469.47t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (3042 \times 0.148) / (1.2 \times 1.2) = 312.65t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 237.12, 136.99) = 237.12$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 237.12$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-76 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-C)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	559.237t	388.36t	320.16t	388.36t	0.694
Y	535.285t	371.73t	320.16t	371.73t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (4573 \times 0.1186) / (1.2 \times 1.2) = 376.64t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 320.16, 168.01) = 320.16$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 320.16$  (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-77 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-D)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	515.95t	358.30t	249.12t	358.30t	0.694
Y	683.34t	474.54t	249.12t	683.34t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (3042 \times 0.148) / (1.2 \times 1.2) = 312.65t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 249.12, 137.21) = 249.12$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 249.12$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-78 隔震系統上方結構元件設計橫力調整(LRB-E)

地震方向	動力分析時隔震層 剪力 $V_{dyn}$	$V_{dyn}/1.2\alpha_y$	$V_s$	設計橫力	調整係數
X	559.237t	388.36t	320.16t	388.36t	0.694
Y	535.285t	371.73t	320.16t	371.73t	0.694

註：(1)  $V_{s1} = K_{eff} \cdot D / (1.2\alpha_y) = (4573 \times 0.1186) / (1.2 \times 1.2) = 376.64t$

(2)  $V_{s2} = \max(\text{風力}, 1.5mF_y / \alpha_y, ZICW / (3.5\alpha_y)) = \max(197, 320.16, 168.01) = 320.16$

(3)  $V_s = \max(0.8V_{s1}, V_{s2}) = 320.16$ (規則性結構)

(4)  $V_s$  就是靜力分析的結果。不同的是  $V_{s1}$  換成  $0.8V_{s1}$

(5)  $\alpha_y = 1.2(ASD)$

(6) 設計橫力 =  $\max(V_{dyn} / 1.2\alpha_y, V_s)$

(7) 調整係數 = 設計橫力  $\div V_{dyn}$

表 3-79 層間相對位移角(HDR-A)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.2094	0.001211	0.001744	0.214	0.001259	0.001813
1F	4	0.1453	0.001621	0.002334	0.1476	0.001581	0.002277
隔震層	1.0	0.0812	0.002031	0.002925	0.0812	0.001903	0.002740

X 向最大層間相對位移角=0.002031<0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.001903<0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-80 層間相對位移角(HDR-B)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.1989	0.001228	0.001768	0.1931	0.00127	0.001829
1F	4	0.1373	0.00156	0.002246	0.1326	0.001536	0.002212
隔震層	1.0	0.0757	0.001892	0.002724	0.0721	0.001802	0.002595

X 向最大層間相對位移角=0.001892<0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.001802<0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-81 層間相對位移角(HDR-C)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.2094	0.001211	0.001744	0.214	0.001259	0.001813
1F	4	0.1453	0.001621	0.002334	0.1476	0.001581	0.002277
隔震層	1.0	0.0812	0.002031	0.002925	0.0812	0.001903	0.002740

X 向最大層間相對位移角=0.002031 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.001903 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-82 層間相對位移角(HDR-D)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	<i>Drift</i>	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.2190	0.001195	0.001721	0.2111	0.001229	0.001770
1F	4	0.1541	0.001688	0.002431	0.1464	0.001636	0.002356
隔震層	1.0	0.0892	0.002181	0.003141	0.0817	0.002043	0.002942

X 向最大層間相對位移角=0.002181 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.002043 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-83 層間相對位移角(HDR-E)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.2190	0.001195	0.001721	0.2111	0.001229	0.001770
1F	4	0.1541	0.001688	0.002431	0.1464	0.001636	0.002356
隔震層	1.0	0.0892	0.002181	0.003141	0.0817	0.002043	0.002942

X 向最大層間相對位移角=0.002181 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.002043 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-84 層間相對位移角(LRB-A)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y$ (m)	Drift	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.3170	0.001366	0.001967	0.2429	0.001449	0.002087
1F	4	0.1642	0.001699	0.002447	0.1675	0.001713	0.002467
隔震層	1.0	0.0114	0.002032	0.002926	0.0921	0.001977	0.002847

X 向最大層間相對位移角=0.002032 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.002847 < 0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-85 層間相對位移角(LRB-B)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.2525	0.001330	0.001915	0.2597	0.001415	0.002038
1F	4	0.1761	0.001773	0.002553	0.1803	0.001783	0.002568
隔震層	1.0	0.0997	0.002216	0.003191	0.1009	0.002151	0.003094

X 向最大層間相對位移角=0.002216 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.002151 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-86 層間相對位移角(LRB-C)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.1498	0.001189	0.001712	0.1504	0.001414	0.002036
1F	4	0.1027	0.001205	0.001735	0.1022	0.001389	0.002000
隔震層	1.0	0.0556	0.001221	0.001758	0.054	0.001364	0.001964

X 向最大層間相對位移角=0.001221 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.001364 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-87 層間相對位移角(LRB-D)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.2694	0.001328	0.001912	0.2787	0.001415	0.002038
1F	4	0.1887	0.001864	0.002684	0.1941	0.001864	0.002684
隔震層	1.0	0.1080	0.002400	0.003456	0.1095	0.002313	0.003331

X 向最大層間相對位移角=0.002400 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.003331 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-88 層間相對位移角(LRB-E)

樓層	層高 (M)	X 向地震			Y 向地震		
		$D_x(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$	$D_y(m)$	$Drift$	$Drift \times 1.2\alpha_y$
2F	4	0.1498	0.001189	0.001712	0.1504	0.001414	0.002036
1F	4	0.1027	0.001205	0.001735	0.1022	0.001389	0.002000
隔震層	1.0	0.0556	0.001221	0.001758	0.054	0.001364	0.001964

X 向最大層間相對位移角=0.001221 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

Y 向最大層間相對位移角=0.001364 <0.015/(1.2×1.2)=0.0104 OK

表 3-89 靜力與線性歷時分析的位移下限值比較

設計參數	靜力分析	歷時分析
1 設計位移 $D$	$D = 25ZICCD_eT_e^2 = 0.107m$	0.0654m(X 向) 0.0665m(Y 向)
2 設計總位移 $D_T = D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	$D_T = 0.13054m$ (X 向) $D_T = 0.115453m$ (Y 向)	0.0684m(X 向) < 0.9 $D_T$ 0.0732m(Y 向) < 0.9 $D_T$
3 最大總位移 $D_{TM}$	$D_{TM} = 1.5D_T = 0.20256m$ $D_{TM} = 1.5D_T = 0.1732m$	0.0768m(X 向) < 0.8 $D_{TM}$ 0.0878m(Y 向) < 0.8 $D_{TM}$



表 3-90 線性歷時分析橫力下限值

		靜力分析	線性歷時分析
1	設計位移 D	0.107m	0.0654m(X 向) 0.0665m(Y 向)
2	$K_{eff}D$	$0.107 \times 155.88 \times 24$ $=400.30$	$0.0654 \times 237.78 \times 24 = 373.22\text{t}$ (X 向) $0.0665 \times 235.10 \times 24 = 375.22\text{t}$ (Y 向)
3	$V_s = \frac{K_{eff}D}{1.2\alpha_y}$	277.99	
4	$V_{dyn}$		373.22t(X 向) 375.22t(Y 向)
5	$\frac{V_{dyn}}{1.2\alpha_y}$		259.18t(X 向) 260.57t(Y 向)
6	$60\%V_s$	166.79	
7	2.8.3 節下限	345.3	
8	最小設計總橫力= $\max \{ (5), (6), (7) \}$		260.57t(X 向與 Y 向)
9	動力分析桿件內力調整係數 $\max \{ (5), (6), (7) \} / V_{dyn}$		$260.57/373.22 = 0.698$ (X 向) $260.57/375.22 = 0.694$ (Y 向)

表 3-91 設計地震力( $PGA=0.33*1.5=0.495g$ )作用下地震反應

樓層	X 向			Y 向		
	側向力 t	位移 m	側移角%	側向力 t	位移 m	側移角%
2F	281.88	0.1801	1.3	203.33	0.1737	1.19
1F	408.44	0.1214	1.3	362.51	0.1201	1.19
隔震層	535	0.0654		521.69	0.0665	

表 4-1 橡膠硬度與彈性常數的關係 (Lindley 理論)

橡膠硬度 IRHD $\pm 2$	詳式模數 E (N/cm <sup>2</sup> )	剪力模數 G (N/cm <sup>2</sup> )	修正因子 k
30	92	30	0.93
35	18	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.8
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	735	173	0.53
75	940	222	0.52

表 5-1 試驗溫度

°C	-10	0	20	40
----	-----	---	----	----

表 5-2 加震頻率

加震頻率 (Hz)	0.2	0.3	0.5
-----------	-----	-----	-----

表 5-3 抗剪應變量

抗剪應變量%	±25	±50	±100	±150	±200	±250	±300	±350	±400
--------	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------

表附 5-1 水平復元力特性之各種依存性試驗例

項目	評估領域
(1)面壓依存性	積層橡膠之面壓為 5MPa~20MPa
(2)頻率（速度）依存性	頻率 0.01Hz~0.5Hz、速度 1cm/sec~40cm/sec
(3)溫度依存性	-10°C~40°C
(4)反覆循環數依存性	最大 50 循環次

\*評估領域以概略值表示

表 6-1 檢查內容

位置	必要性能	檢查項目	檢查方法
隔震設施	能安全支撐建築物	有無損傷 潛變 變位	外觀檢查 量測垂直變位 量測水平變位
	隔震性能	剛性 變形能力 阻尼效果	外觀檢查 另設試驗體試驗 另設試驗體試驗
隔震層、建築物外周部	對建築物地震時之 水平變位無阻礙	淨空 有無障礙物	量測淨空量 目視檢查障礙物
配管設施、配線可撓部	適應建築物地震時 水平變位之能力	形狀 有無損傷	目視調查 檢查漏水等

表 6-2 竣工時之檢查項目、調查方法、管理值及相應措施

位置		檢查項目		檢查方法	檢測數	管理值	改善措施 (13)	
隔震設施	積層橡膠隔震墊，彈性滑動支承	被覆橡膠外觀	變色	目視	隔震層全部	無異狀，無異物	查明處理	
			受傷	目視 量測 (2)		深度 $d <$ 被覆橡膠厚	管理值以內：修補 管理值以上：調查	
		鋼材狀況	生鏽	目視		隔震層全部	無浮鏽或紅鏽	修補塗裝
			接合處	目視 (3)			螺栓與螺帽之標識線未移動	重栓、重新標識
		積層橡膠變位	垂直變位	量測 (4)	隔震層全部		無異常變位	查明處理
			水平變位	量測 (5)			無異常變位	查明處理
		滑動板 (6)	髒污附有異物	目視		未發現有髒污或異物存在	除去	
			腐蝕	目視		無腐蝕現象 (10)	查明後處理	
			受傷	目視		無受損現象	查明後處理	
	消能器	狀況	本體	目視	隔震層全部	未發現有異狀或受損現象	復原或交換	
			生鏽	目視		未發現有浮鏽或紅鏽	修復塗裝	
			結合處	目視 (3)		螺栓與螺帽之標識線未移動	重栓、重新標識	
		變形	水平變位	量測		無異常變位	查明處理	
隔震層及建物外圍	建物	周圍環境	淨空	量測 (7)	外圍隔震層伸縮接頭	確保有規定尺寸	整修拆除	
			建物位置	標識 (8)	隔震層	-	-	
	隔震設備構材配管配線	周圍狀況	淨空	目視	隔震層全部	移動範圍內無障礙物	整修拆除	
			可燃物	目視		無可燃物	整修拆除	
			排水狀況	目視		排水狀況良好	查明處理	
	設備配線配管可繞處 (9)	配管設備	可繞接合處	安裝狀況	目視	隔震層全部	無異狀	查明後修補
損傷龜裂				目視	無異狀			
電氣配線		變位吸收部	餘長	目視	具有能對應建物水平變形之餘長			
另設置試體	初期值確認另設位置及個數確認			目視		確認紀錄	-	
						位於所定位置 (12)	-	

表中

- (1) 被覆橡膠分為「一體型」及「後卷型」。
- (2) 依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 1 來進行量測。
- (3) 依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 2 來進行判定。

- (4) 依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 5 來進行量測上下外部鋼板的內部尺寸 X、Y4 處【A、B、C、D】之垂直變位，並標識量測位置。工場檢查時及竣工時之變位亦須紀錄。
- (5) 依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 3 來進行量測上下外部鋼板的內部尺寸 2 處【X、Y】之水平變位【上下翼板偏距】，並標識量測位置。
- (6) 對彈性滑動支承，摩擦係數另予管理。
- (7) 建物外周有無障礙，建物與隔震層外壁【隅角處四個以上】及伸縮接縫【兩處以上】等，主要位置之淨空依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 7 來進行量測，並標識量測點。
- (8) 為定期及臨時檢查需要，於建物四隅及中央（計五處）應設置懸吊振動設施，依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 8 來標示 O 點。
- (9) 須經專業技師確認無問題為原則。
- (10) 腐蝕長徑以 10mm 以下為目標值。
- (11) 受損深度以 0.5 mm 以下為目標值。
- (12) 另設試驗體之水平及垂直特性，須依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 6，於驗收前實施為原則。
- (13) 標明超出管理值時之改善措施。

表 6-3 一般檢查之項目、方法、管理值及報告

位置		檢查項目		方法	標的	管理值	改善措施 (19)
隔震構材	隔震積層墊，彈性滑動支承	被覆橡膠外觀	變色	目視	隔震層指定處 (3)	無異狀，無異物	報告(附現況照片)
			受損	目視		未受損	
		鋼材狀況	生銹	目視		無浮銹或紅銹	
			接合處	目視(2)		螺栓與螺帽間之標線未移動	
						無異物	
		滑動板	有異物	目視		無腐蝕現象 (7)	
			腐蝕	目視		無受損現象 (8)	
			受傷	目視			
		消能器	狀況	本體	隔震層指定處 (3)	無形狀異常或受損現象	
				生銹		無浮銹或紅銹	
				接合處		螺栓與螺帽間之標線未移動	
隔震層及建物外圍(4)	建物	周邊環境	淨空	目視	外圍隔震層接合處	移動範圍內無障礙物	整修拆除報告(附現況照片)
	隔震設備構材配管配線	周邊狀況	障礙物	目視	隔震層	移動範圍內無障礙物	
			可燃物	目視		無可燃物	
			排水狀況	目視		排水狀況良好	
			漏液體	目視		無異狀	
設備配線配管可繞處(4)(5)(6)	設備配管	可撓伸縮處	追加變更	確認	隔震層	無追加變更或如監工報告追加變更、無障礙	報告(附現況照片)
	電氣配線	變位吸收處	追加變更	確認		無追加變更或如監工報告追加變更、無障礙	

表中

- (1) 被覆橡膠分為「一體型」及「後卷型」
- (2) 依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 2 來進行判定。
- (3) 檢查標的以各構材總數之 10% 程度且 3 台以上為準，其中一半須為代表隔震層環境者，其他為熱源、水源、排水設施、振動源附近等特殊環境者，於竣工時由建物管理者與隔震機能維護管理者協議決定。
- (4) 隔震層、伸縮縫、外周部等之工程履歷簿交由建物管理者製作，該工程施工時，須重點檢查。
- (5) 隔震用檢查為輔助性，認有必要時提出報告。
- (6) 對設備配管、配線可撓部，須確認工程紀錄簿，於改建工程時增加為檢查對象。
- (7) 腐蝕長徑以 10mm 以下為目標值。
- (8) 受損深度以 0.5 mm 以下為目標值。
- (9) 檢查報告須附現場照片及超出管理值時之對應措施。



表 6-4 定期及臨時檢查之項目、調查方法、管理值及改善措施

位置		檢查項目		檢查方法	檢測數	管理值	改善措施 (19)
隔震層 構材	積層橡膠墊， 彈性滑動支承	被覆橡膠外觀 (1)	變色	目視	隔震層 指定處 (7)	無異狀，無異物	查明處理
			受損	目視 量測 (2)		深度 $d <$ 被覆橡膠厚度	管理值以內：修補 管理值以上：調查
		鋼材部狀況	生銹	目視		無浮銹或紅銹	補漆
			接合處	目視 (3)		螺栓與螺帽間之標線未移動	重栓、重新標識
		積層橡膠之變位	垂直變位	量測 (4)		無異常變位 (13)	查明處理
			水平變位	量測 (5)		無異常變位 (14)	查明處理
		滑動板 (6)	髒污、有異物	目視		無髒污、無異物	除去
			腐蝕	目視量測		無腐蝕現象	查明後處理
			受損	目視量測		無受損現象	查明後處理
	消能器	狀況	本體	目視	隔震層 指定處 (7)	無形狀異常或受損	查明處理
			生銹	目視		無浮銹或紅銹	查明後重漆
			接合處	目視 (3)		螺栓與螺帽間之標線未移動	查明後重栓、重新標識
		變形	水平變位	量測		無異常變位	查明處理
隔震層 及建物 外圍(8)	建物	周邊環境	淨空	目視量測 (9)	外圍隔震層伸縮接頭	確保有規定尺寸移動範圍內無障礙物	整修拆除
			建物位置	量測 (10)	隔震層	-	-
	隔震設備構材 配管配線	周邊狀況	障礙物	目視	隔震層	移動範圍內無障礙物	整修拆除
			可燃物	目視		無可燃物	整修拆除
			排水狀況	目視		排水狀況良好	查明處理
設備配 線配管 可繞處 (8)(11) (12)	設備配管	可撓伸縮處	漏液體	目視	隔震層	無異狀	報告
			受損龜裂	目視		無異狀	
			追加變更	確認		無異狀	
	電氣配線	變位吸收部	追加變更	確認		無異狀	
另設置試體 (6)		彈簧係數 等價衰減係數		量測	全數	無異常特殊變動	詳細查明後處理 (20)

表中

- (1) 被覆橡膠分為「一體型」及「後卷型」。
- (2) 測點依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 1 來進行量測。
- (3) 測點前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 2 來進行判定。

- (4) 垂直變位在指定處，於竣工時所標識之四點應依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 5 來進行量測。
- (5) 水平變位在指定處，於竣工時所標識之二點應依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 3 來進行量測。
- (6) 對彈性滑動支承，摩擦係數另予管理。
- (7) 檢查標的以各構材總數之 10% 程度且 3 台以上為準，在一般檢查所示之檢查標的處。
- (8) 隔震層、伸縮縫、外周部之工程履歷簿交由建物管理者製作，該工程施工時，須重點檢查。
- (9) 建築物外周有無障礙物，建物之隔震層外牆(隅部 4 處以上)及伸縮縫(兩處以上)，竣工時應於所設定位位置之淨空依前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 7 來進行量測。
- (10) 竣工時所設置於建築四隅及中央共五處之懸吊振動設施，量測水平變位，如在管理值以下，因溫度變化等所引起之值亦合理時，可將該值視為竣工時之變位。又臨時檢查時如超出管理值，以後每 10~15 日繼續量測以確認建物之後續狀況。
- (11) 認有需要時提出檢查報告。
- (12) 對設備配管及配線可撓部已實施改修工程時，應作為定期檢查時之檢查對象。對臨時檢查，不管有無改修，應作為檢查對象。
- (13) 橡膠總厚度之 8% 或 10mm 中取其小值為目標值。
- (14) 初期值+25mm 以內為目標值。
- (15) 腐蝕長徑以 10mm 以下為目標值。
- (16) 受損深度以 0.5mm 以下為目標值。
- (17) 另設試驗體之特性試驗視為隔震購材設計管理基準(驗收檢查)之測定方法之一，依據前述之「檢查種類及實施期間」中之檢查工作項目 6 來進行量測。
- (18) 對初期值之變化，以 $\pm 20\%$ 以下為目標值。
- (19) 標明超出管理值時之改善措施，改善前後報告需貼副照片。查明處理係指實施追加檢查、原因調查等並設定補修、修復及其他改善措施。追加檢查以全數為原則。
- (20) 對另設試驗體之特性變動應調查其原因，並重新檢討設計和確認性能餘裕度，必要時需檢討並評估正式積層橡膠墊之特性。

表 7-1 國內規範草案與 UBC97 規範條文不同點之比較表

項次	規範	條文規定
1	國內	基本設計要求：建築物側向力抵抗系統及隔震系統之設計，應考慮所規定之設計地震所產生之變形及應力。
	UBC 97	UBC97 要求如果規範之風力所造成的變形與應力大於設計地震力所造成的變形與應力，則應該以風力替代。
2	國內	基面係指地震輸入建築物之水平面，或可使其上方之構造視為震動體之水平面。對隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面。
	UBC 97	基面(UBC97 稱為隔震介面)在 UBC97 中定義為被隔離的低勁度、長週期的上部結構與剛性下部結構(假設與地震移動一致，無相對位移)之間的介面。
3	國內	國內規範未採用
	UBC 97	最大可能地震(Maximum Capable Earthquake) 定義為在 100 年中發生機率為 10% 的地震，即回歸期為 950 年的地震。
4	國內	國內規範未採用
	UBC 97	最大位移(Maximum Displacement) 定義為在最大可能地震所造成之側向位移(不包括扭力造成的部分)。

5	國內	最大總位移：設計總位移之 1.5 倍。
	UBC 97	最大總位移(Total Maximum Displacement) 在 UBC97 中定義為最大可能地震力所造成的側向位移，並在實際及意外扭力所造成的位移併入的總位移和本規範定義不同。
6	國內	靜力分析方法適用範圍：結構座落於第一及第二類地盤且距活動斷層有適當距離者。未對適當距離定義。
	UBC 97	UBC97 對距離要求定為距離活動斷層至少 10 公里。
7	國內	靜力分析方法適用範圍：結構隔震後之有效週期 $T_e$ 小於或等於 2.5 秒者。
	UBC 97	UBC97 要求隔震建築在設計地震力下之有效週期要大於固定基礎時的 3 倍。 UBC97 要求隔震建築在最大可能地震力下之有效週期應小於或等於 3 秒。
8	國內	國內規範未採用
	UBC 97	UBC97 對高度要求訂為不得超過基面 19.8 公尺(65 英呎)或不得超過四層。
9	國內	國內規範未採用
	UBC 97	變位特性部分，UBC97 要求隔震系統的有效勁度在設計位移時要大於 20%設計位移時的有效勁度的 1/3。
10	國內	國內規範採用 UBC91 的地震力係數表示法。

	UBC 97	UBC97 在地震力係數表示法和國內規範略有不同。
11	國內	國內規範用途係數依用途分類。
	UBC 97	UBC97 將全部隔震建築的用途係數均設定為 $I=1.0$ 。沒有依用途分類。
12	國內	$V_b(2.10)$ 及 $V_s(2.11)$ 表示法。
	UBC 97	由於地震力係數表示法不同，UBC97 在 $V_b$ 及 $V_s$ 表示法上亦與國內規範略有不同，但結果並無顯著差異。
13	國內	隔震建築物應留設適當之間隔，其間隔為 $0.6 (D_T + D_r \times \alpha_y)$ 。需要考慮 $p-\Delta$ 效應者，計算之位移應包括此效應。 $D_T$ ：設計總位移。 $D_r$ ：上部建築物在設計地震力作用下對其底版之相對位移。
	UBC 97	建築物間隔在 UBC97 中要求為隔震建築與其他建築(固定基礎)或擋土牆之間隔距離不得小於最大總位移。
14	國內	國內規範未採用
	UBC 97	UBC97 在動力分析時要求工址設計反應譜(Site-specific Design Spectra)。
15	國內	隔震系統應具適當之回復力，於任何垂直加水平力下，其勁度應為正值。

	UBC 97	UBC97 對側向回覆力之要求訂為側向回覆力在設計總位移下至少要比側向回覆力在 50%設計總位移時大 0.025W。
16	國內	隔震系統之所有構材承受最大垂直載重 $1.2DL + 0.5LL +  E $ 及最小垂直載重 $0.9DL -  E $ 作用下須能保持穩定。其中 E 應包括水平及垂直設計地震效應。
	UBC 97	UBC97 對垂直加載穩定性要求在最大垂直載重 $1.2DL + 1.0LL +  E _{\max}$ 及最小垂直載重 $0.8DL -  E _{\min}$ 作用下，在最大總位移時須能保持穩定。
17	國內	常態載重試驗部份：在垂直載重為 $DD+LL$ 下，進行二十個循環測試，每個循環測試之最大力量或位移為隔震器所承受之常態載重（風力、溫度變化等）或其所對應之位移。
	UBC 97	UBC97 要求垂直載重力為 $D+0.5L$ 。
18	國內	在垂直載重為 $DL$ 下，進行循環試驗，每個循環之最大位移依序為隔震器設計位移 $D$ 的 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.25 及 1.0 倍。每一種位移進行三個循環試驗。
	UBC 97	UBC 要求為 $0.2D_D$ 、 $0.5D_M$ 、 $1.0D_D$ 及 $1.0D_M$ $D_D$ 為最大設計地震力位移， $D_M$ 為最大可能地震力位移。

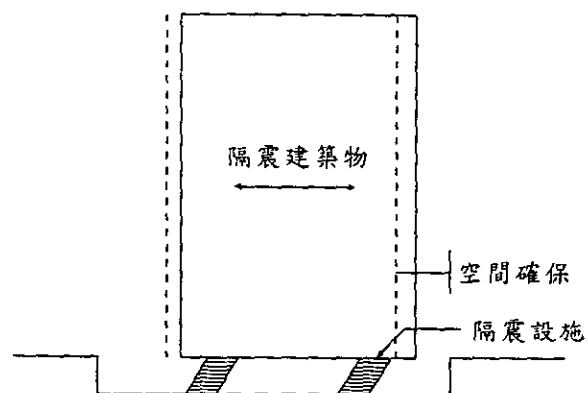


圖 1-1 基地條件

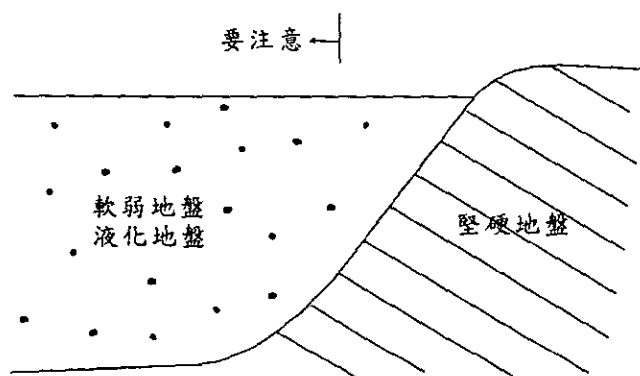


圖 1-2 地質條件

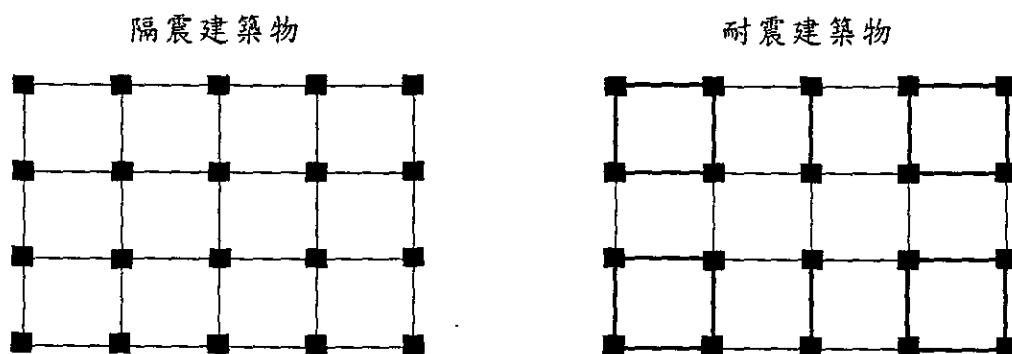


圖 1-3 平面佈置 (概念性示意圖)

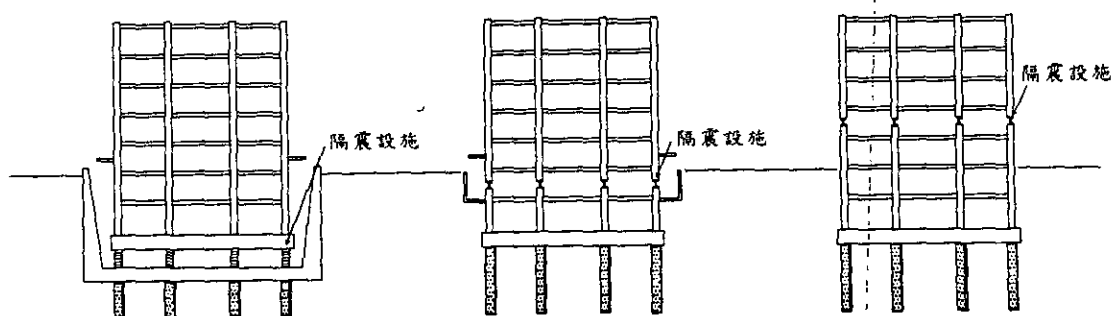


圖 1-4 隔震設施可設置位置

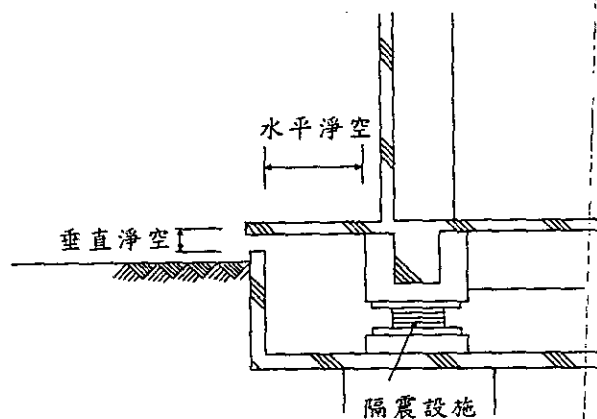


圖 1-5 隔震層周圍之淨空

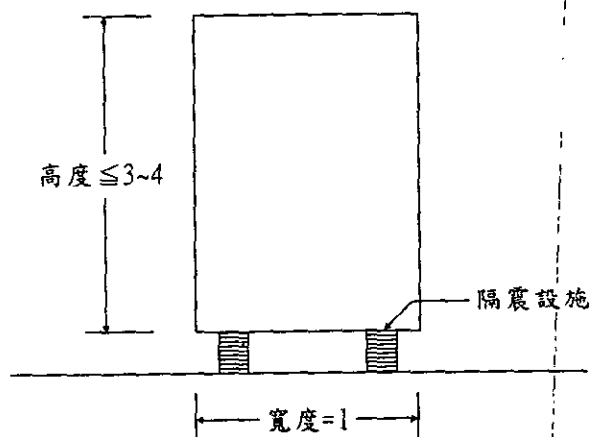


圖 1-6 隔震建築物之高寬比



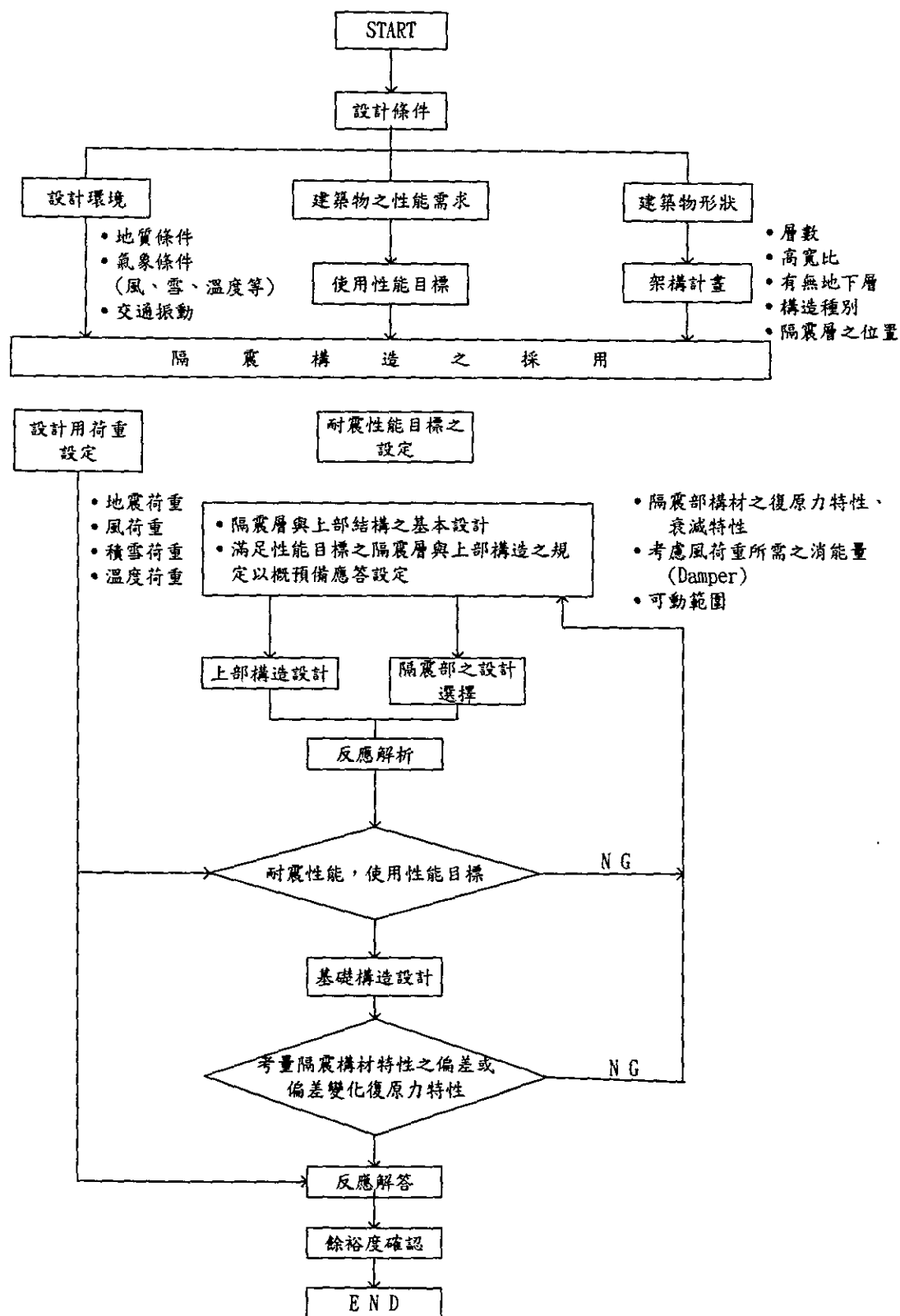
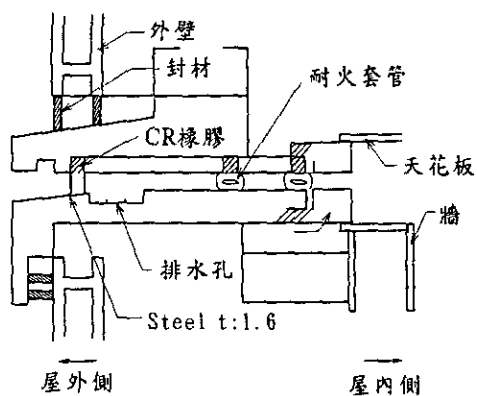
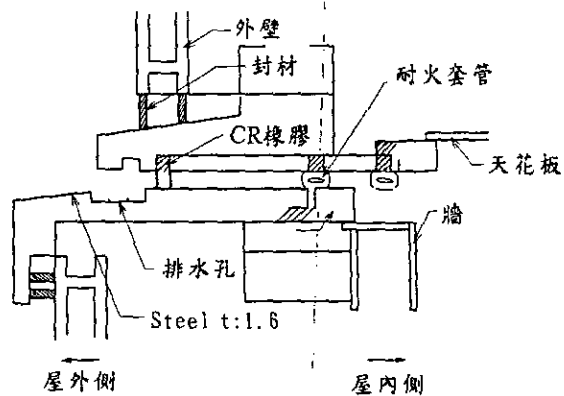


圖 1-7 隔震建築物之設計流程



(a) 平常時



(b) 地震時(變位時)

圖 1-8 隔震對應外牆使用例

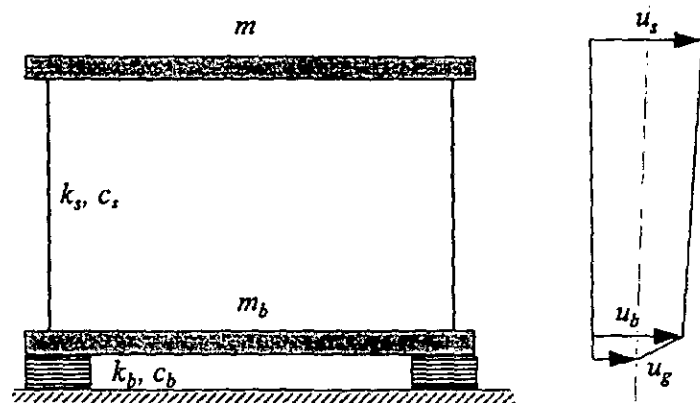


圖 1-9 雙質點結構模式

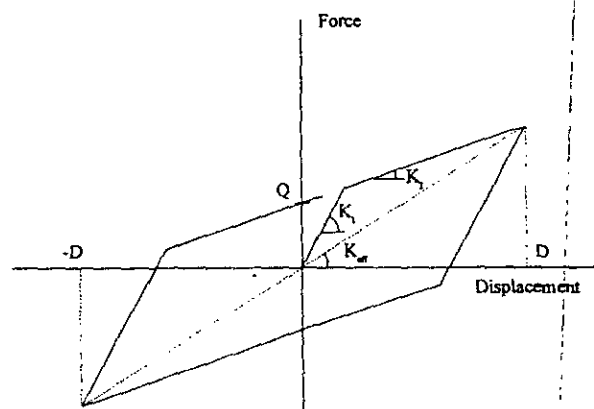


圖 1-10 模擬鉛心橡膠支承之力學行為

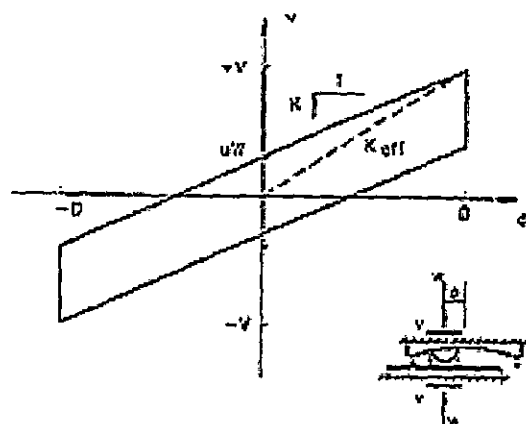


圖 1-11 摩擦單擺支承墊標準遲滯迴圈圖

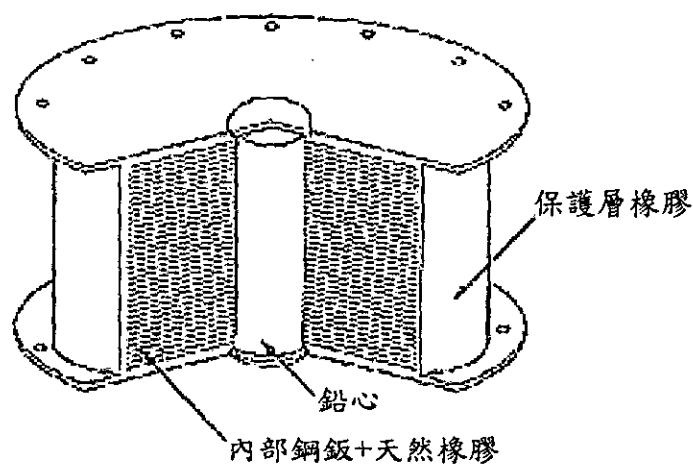


圖 1-12 鉛心橡膠支承墊剖面圖

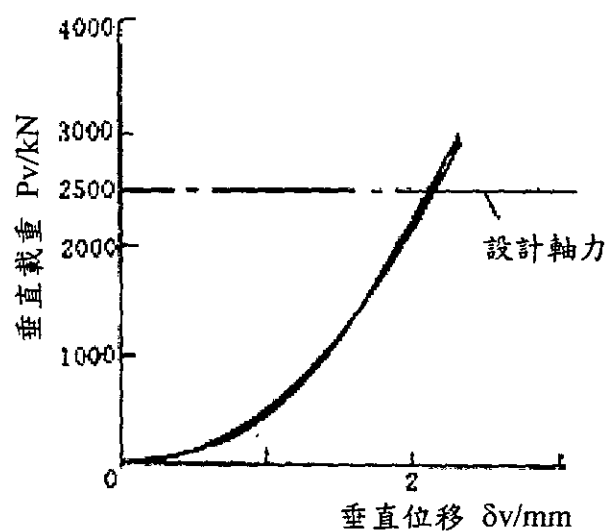


圖 1-13 垂直載重—位移曲線

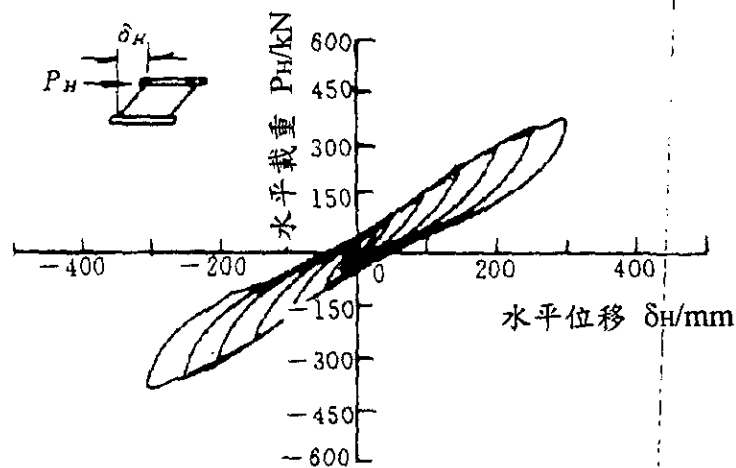


圖 1-14 鉛心橡膠支承墊水平載重—位移關係

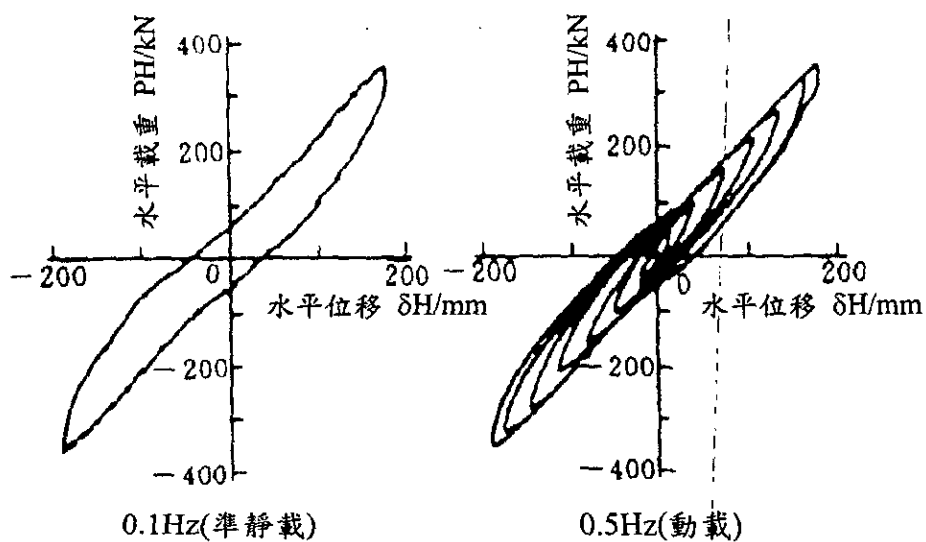


圖 1-15 恢復力特性比較

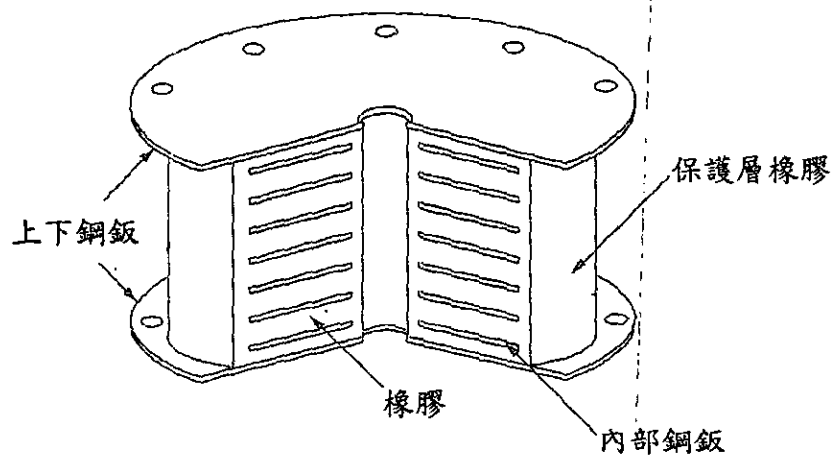


圖 1-16 高阻尼橡膠支承墊剖面圖

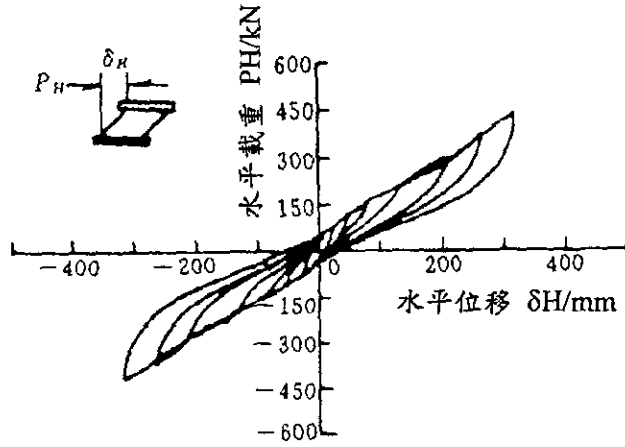


圖 1-17 高阻尼橡膠支承墊水平載重—位移關係

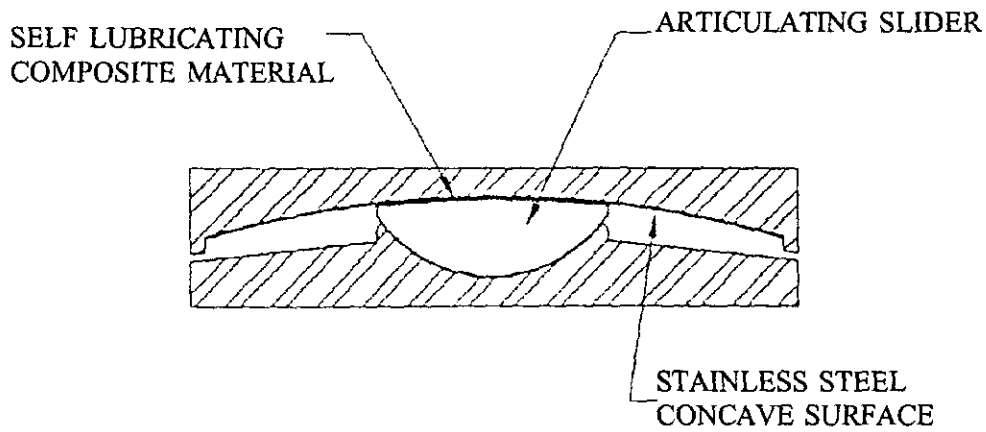


圖 1-18 摩擦單擺支承墊剖面圖

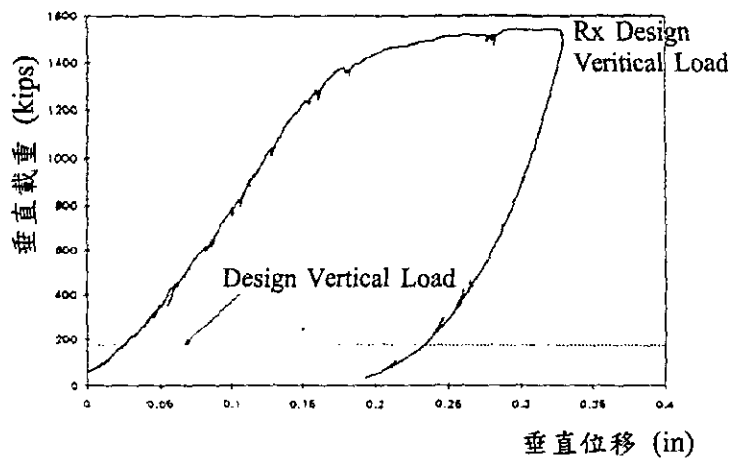


圖 1-19 摩擦單擺支承墊垂直載重—位移關係

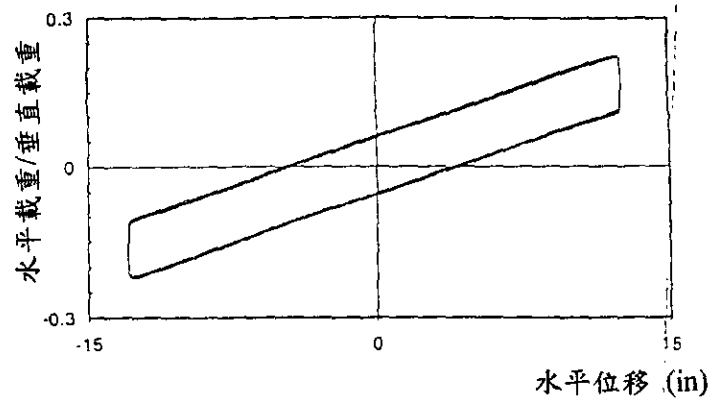
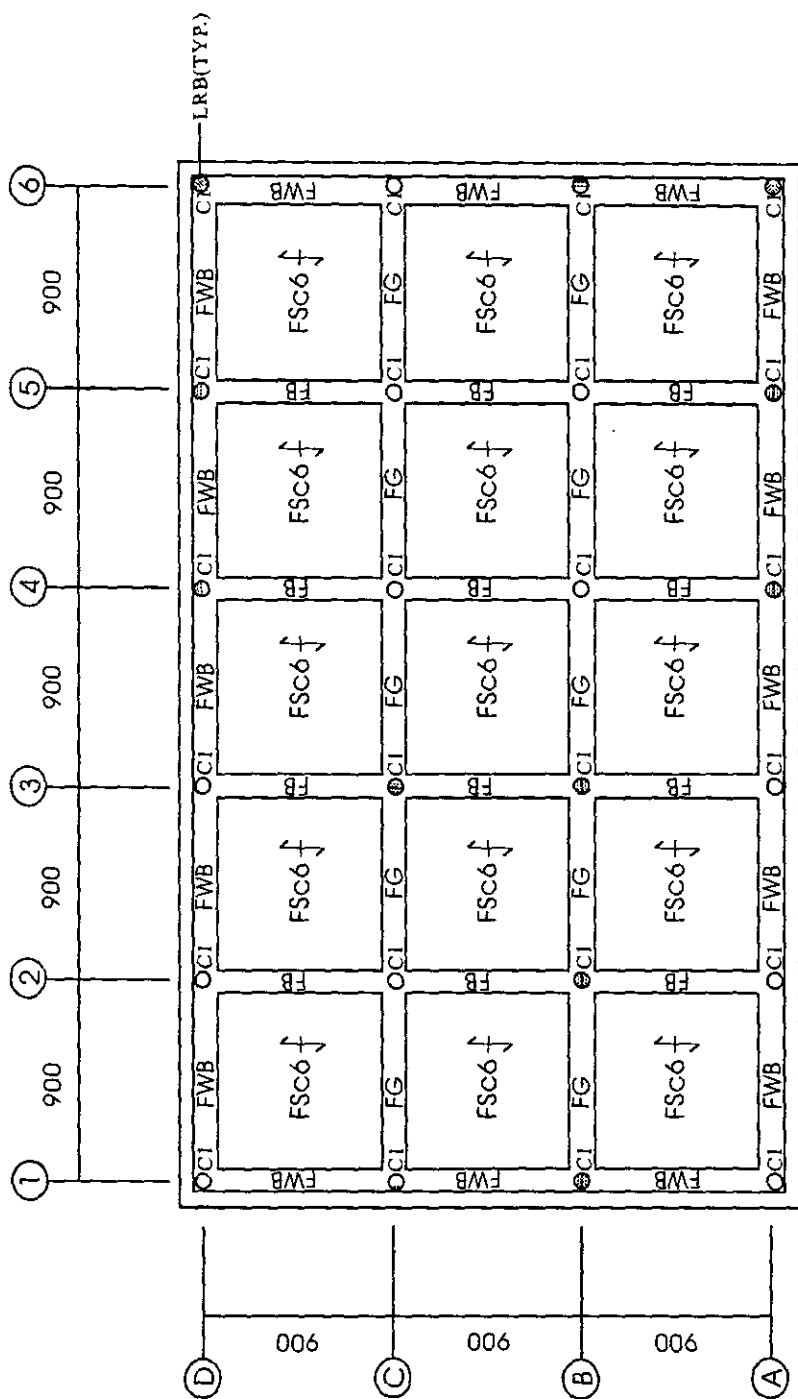


圖 1-20 摩擦單擺支承墊水平載重—位移關係



筏基層結構平面圖

註：1.除特別註明外，結構尺寸如下表：

傳統梁柱系統	
筏基礎厚度	50 cm
地梁(FG或FB開頭者)	90 x 150 cm
周邊梁(FWB開頭者)	120 x 150 cm
柱尺寸	85 x 85 cm

2.僅LRB隔震系統具30cm伸縮縫。

圖例說明：

RC柱	RC梁	RC牆(Wn(##)表牆編號n,牆後##公分)	樓版主筋走向(Sn(##)表版編號n,版厚##公分)	管道間,電梯間(開口補強詳SS1-4)	梁上柱
RC柱	RC梁	RC牆(Wn(##)表牆編號n,牆後##公分)	樓版主筋走向(Sn(##)表版編號n,版厚##公分)	管道間,電梯間(開口補強詳SS1-4)	梁上柱

LRB隔震系統	
筏基礎厚度	50 cm
地梁(FG或FB開頭者)	90 x 150 cm
周邊梁(FWB開頭者)	120 x 150 cm
柱尺寸	70 x 70 cm

圖 2-1 規則 RC 結構—筏基層結構平面圖



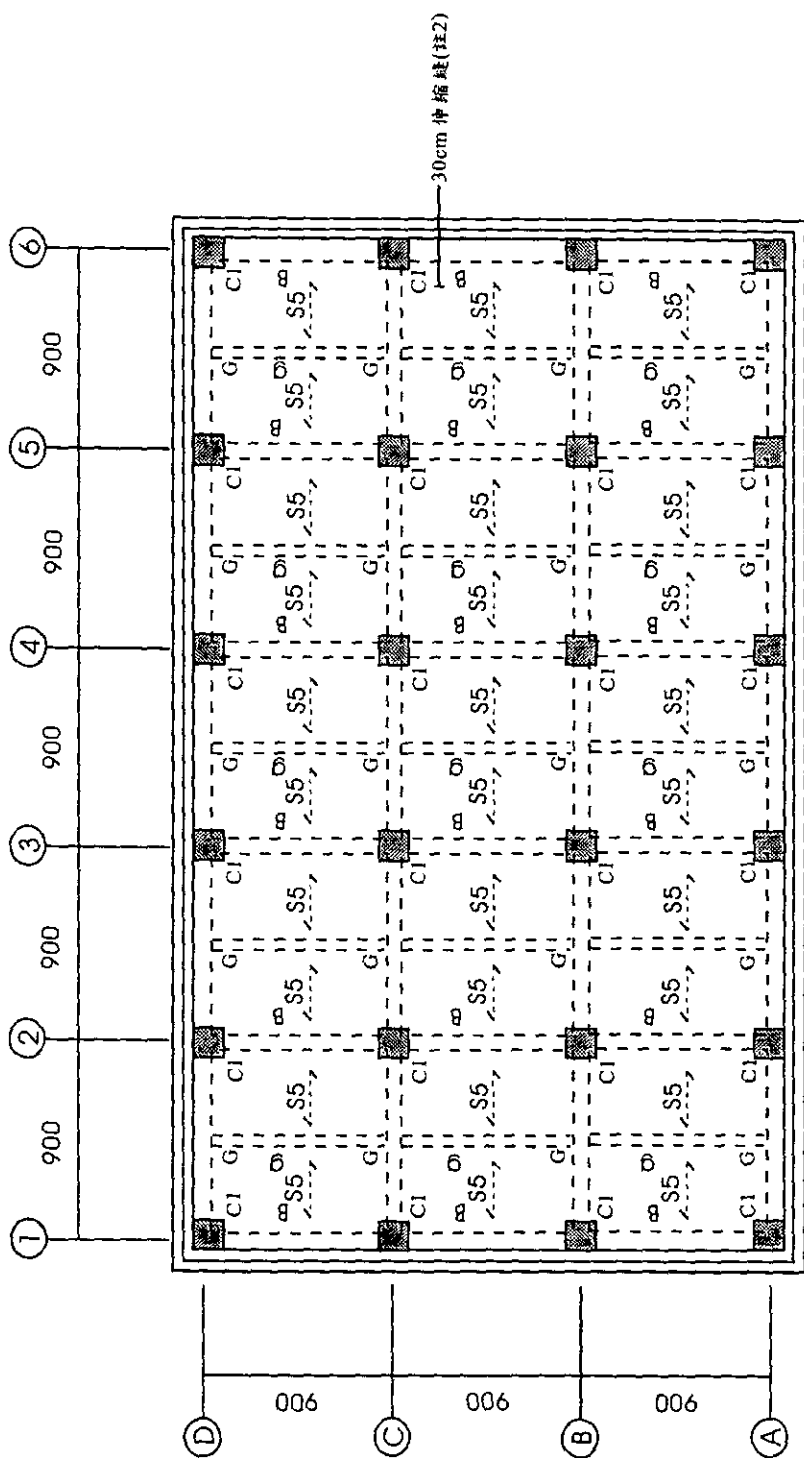
2.2.除特別註明外，結構尺寸如下表：

LRB隔震系統	
樓板厚度	20 cm
地梁 (FC或F開頭者)	90 x 150 cm
周邊梁 (FWB開頭者)	120 x 150 cm
小梁 (G開頭者)	30 x 70 cm
柱尺寸	70 x 70 cm

2. 僅LRB隔震系統具30cm伸縮縫。

<input checked="" type="checkbox"/>	RC柱
<input type="checkbox"/>	RC梁
<input type="checkbox"/>	RC牆(Wn(##)表牆編號n,牆後##公分)
<input type="checkbox"/>	樓版主筋走向(Sn(##)表版編號n,版厚##公分)
<input checked="" type="checkbox"/>	管道間,電梯間(開口補強詳5S1-4)
<input type="checkbox"/>	梁上柱





一層結構平面圖

註：1. 除特別註明外，結構尺寸如下表：

傳統梁柱系統	
樓版厚度	20 cm
大梁(G或B開頭者)	45 x 80 cm
小梁(g開頭者)	35 x 70 cm
柱尺寸	85 x 85 cm

LRB隔震系統	
樓版厚度	20 cm
大梁(G或B開頭者)	45 x 75 cm
小梁(g開頭者)	35 x 70 cm
柱尺寸	60 x 60 cm

2. 僅LRB隔震系統具30cm伸縮縫。

圖例說明：

■	RC柱
---	RC梁
Wn(##)	樓版編號n, 牆後##公分
Sn(##)	樓版主筋走向(Sn##)表版編號n, 版厚##公分
+	管、道、間、電、梯、間(開口補強詳SS1-4)
└	梁上柱

圖 2-3 規則 RC 結構——一層結構平面圖

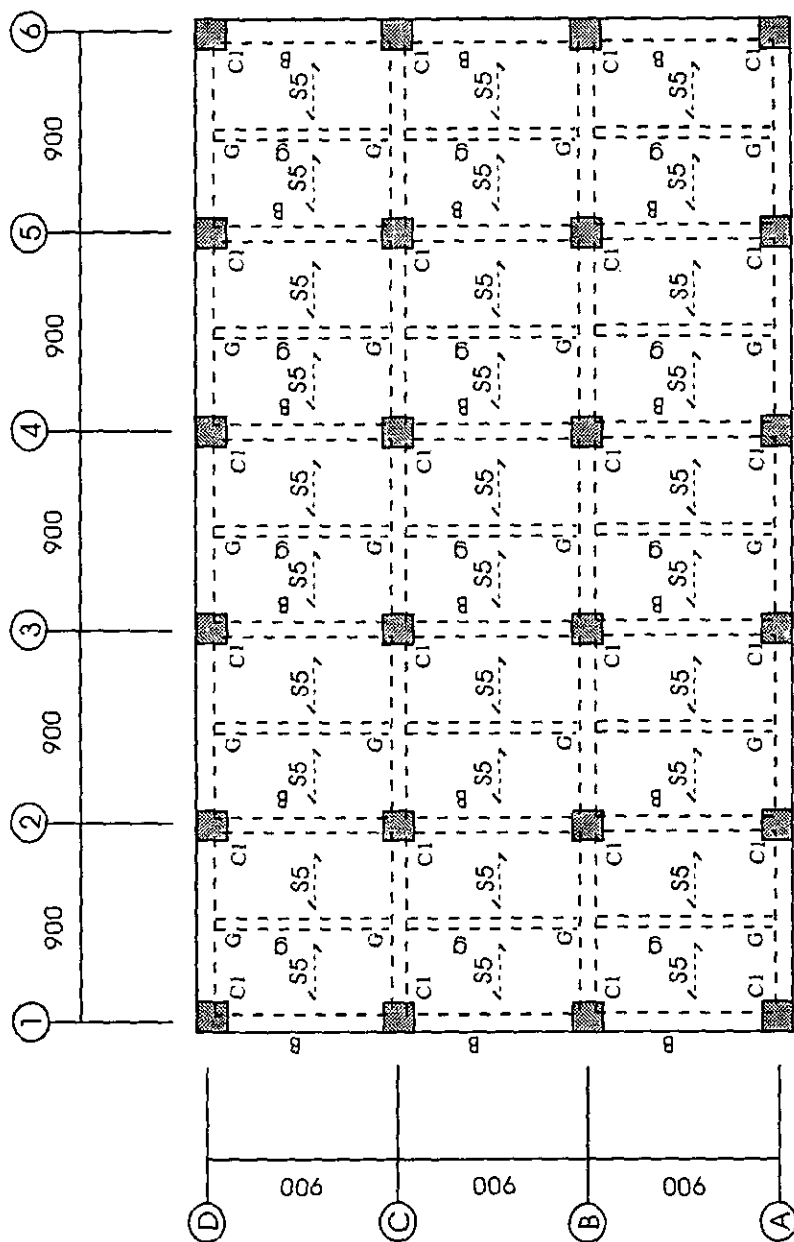


圖 2-4 規則 RC 結構—標準層結構平面圖

### 標準層結構平面圖

註：1.除特別註明外，結構尺寸如下表：

傳統梁柱系統	
樓版厚度	15 cm
大梁(G或B開頭者)	45 x 80 cm
小梁(g開頭者)	35 x 70 cm
柱尺寸	85 x 85 cm

LRB隔震系統	
樓版厚度	15 cm
大梁(G或B開頭者)	45 x 70 cm
小梁(g開頭者)	35 x 70 cm
柱尺寸	60 x 60 cm

2.僅LRB隔震系統具30cm伸縮縫。

圖例說明：

■	RC柱
—	RC梁
—	RC牆(Wn(##)表牆編號n,牆後##公分)
—	樓版主筋走向(Sn(##)表版編號n,版厚##公分)
—	管道間,電梯間(開口補強詳S51-4)
—	梁上柱

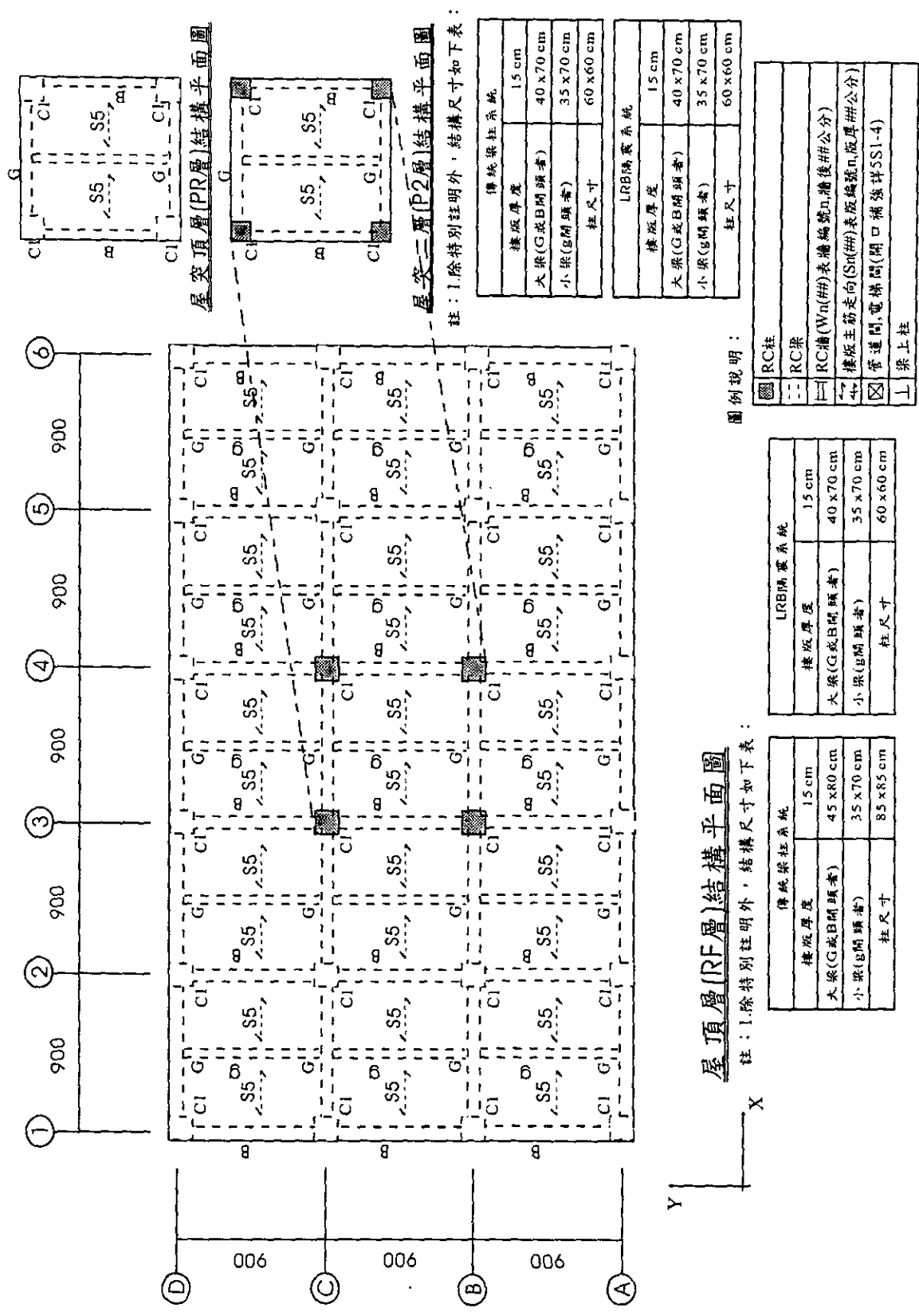


圖 2-5 規則 RC 結構—屋頂層結構平面圖

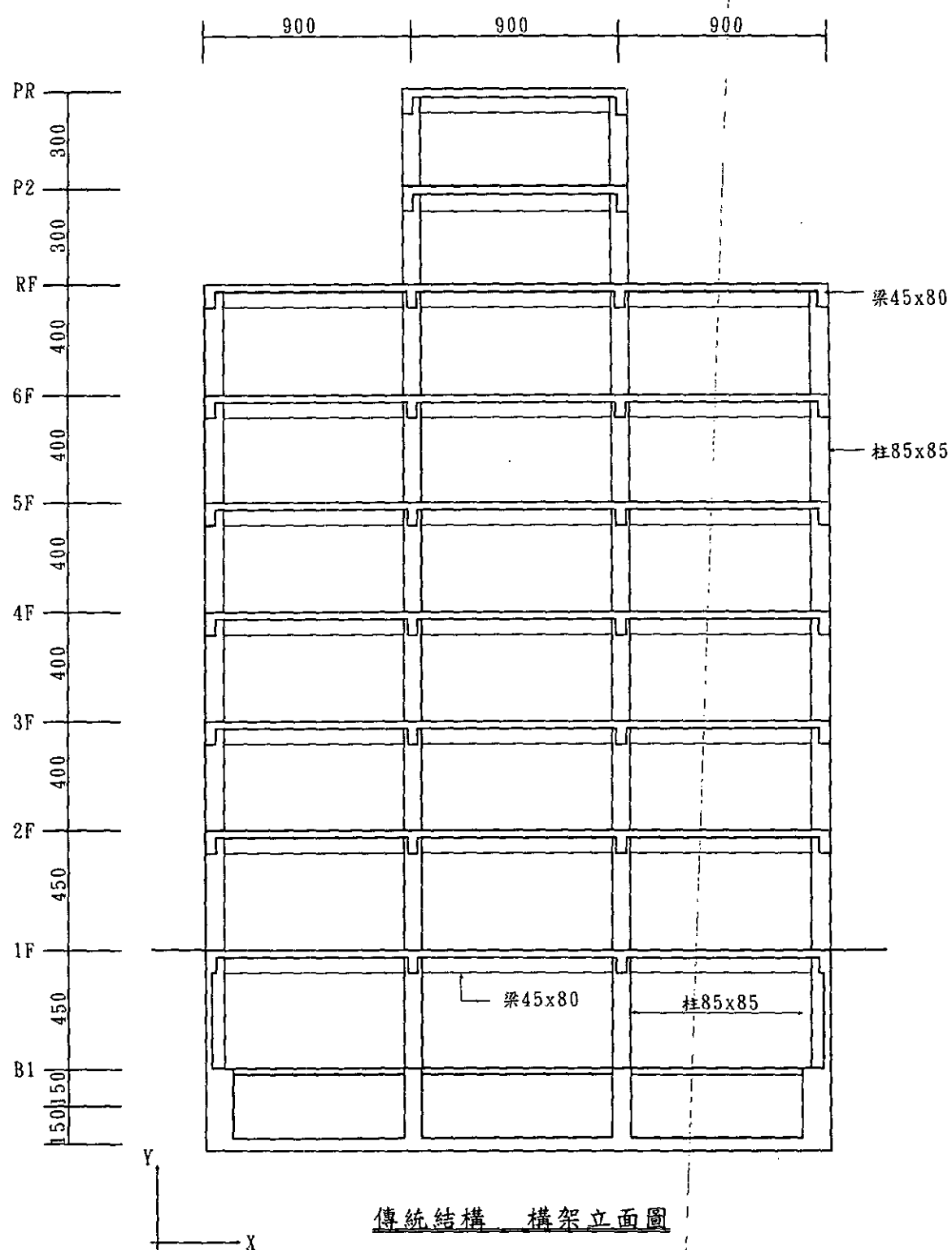


圖 2-6 規則 RC 結構—傳統結構構架平面圖

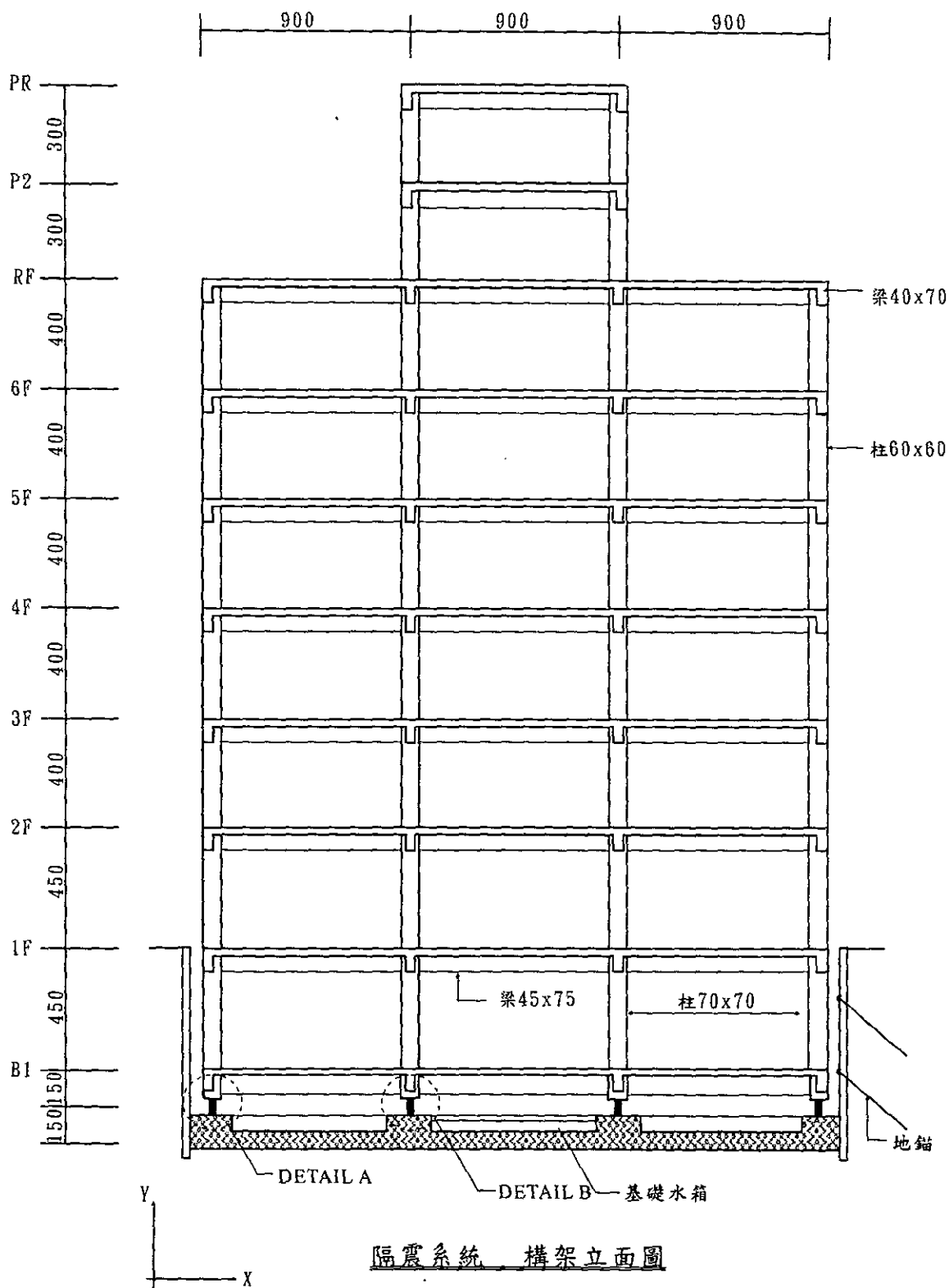
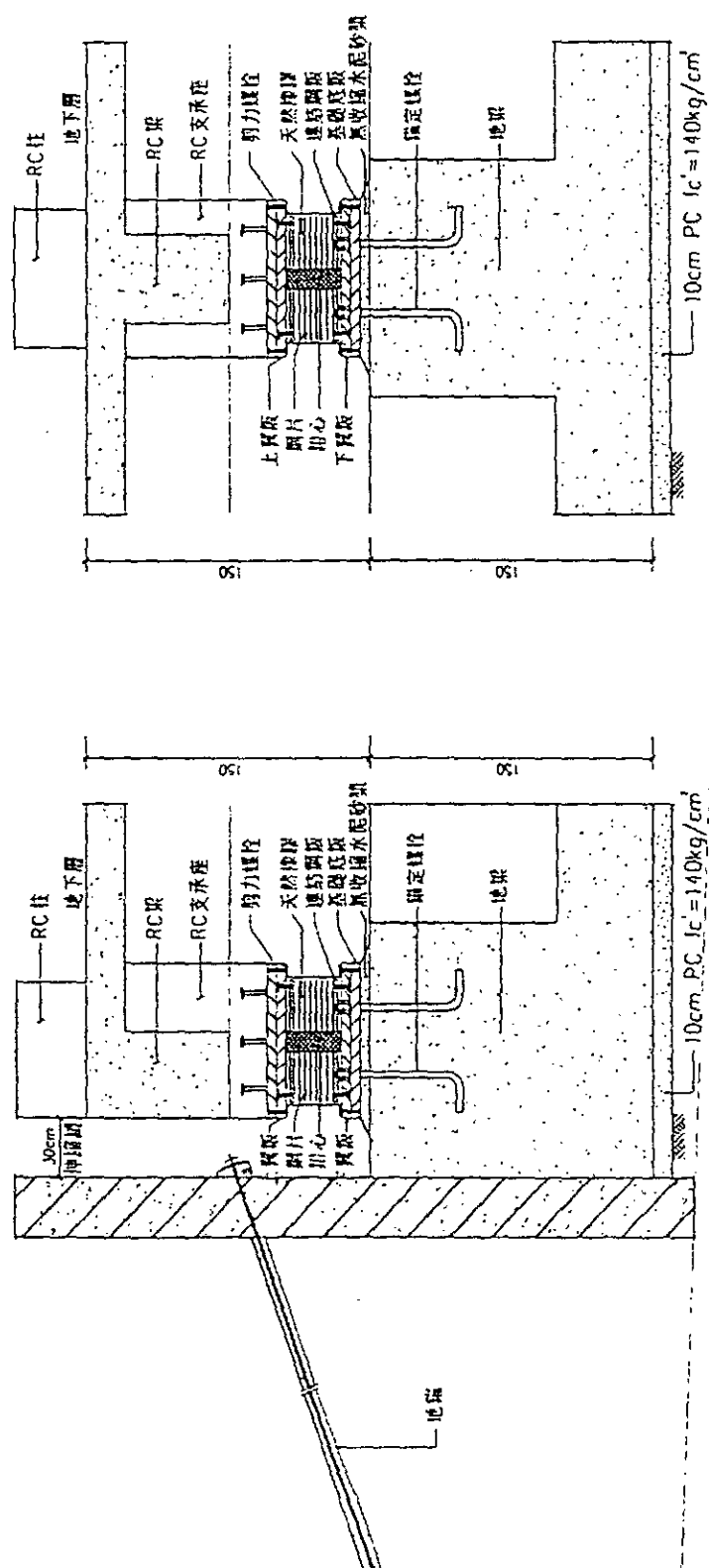


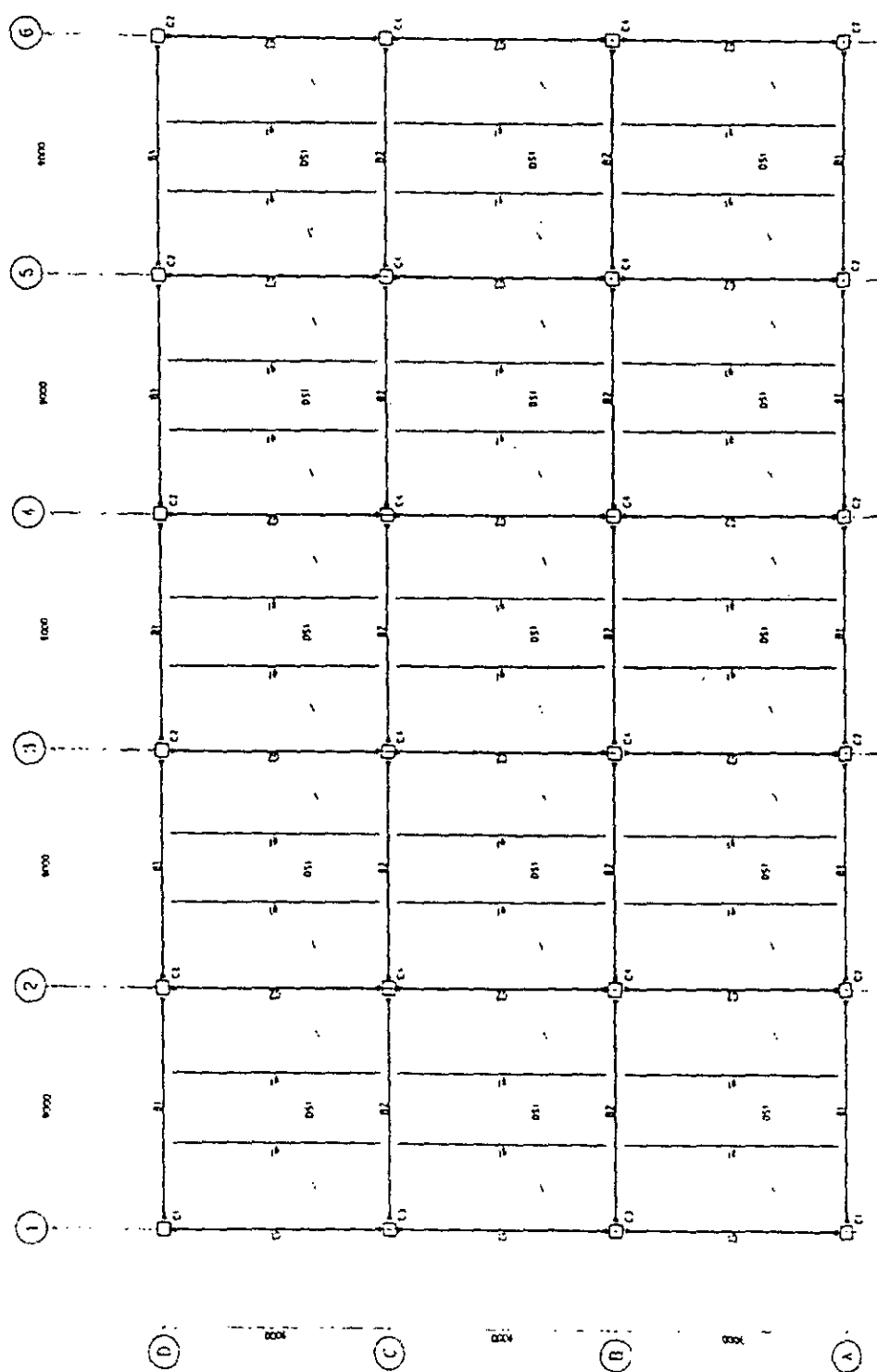
圖 2-7 規則 RC 結構—隔震系統構架立面圖



DETAIL B (詳圖 B)

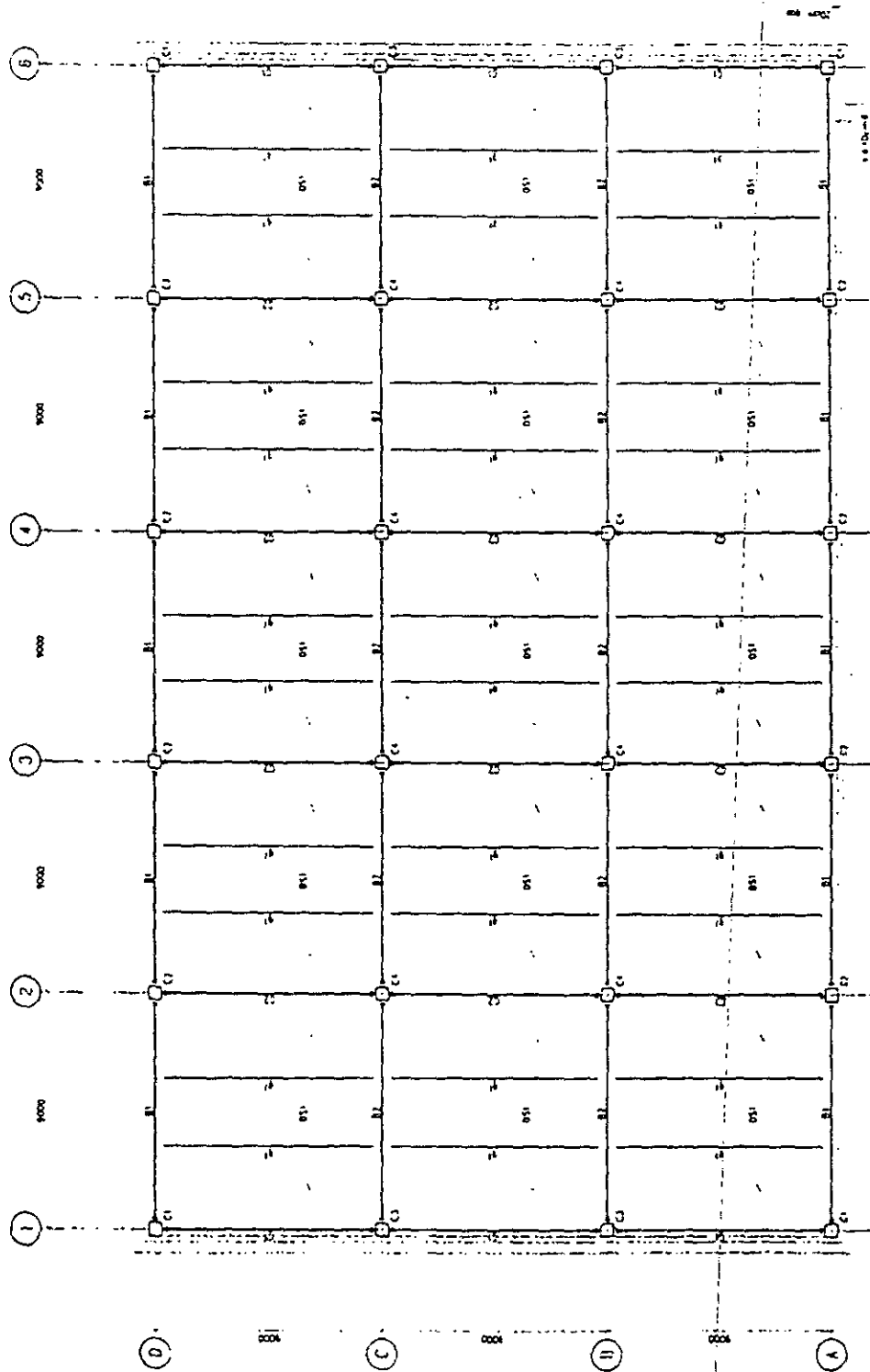
DETAIL A (詳圖 A)

圖 2-8 規則 RC 結構—隔震裝置詳圖



AL層至陸層結構平面圖 3-1/100

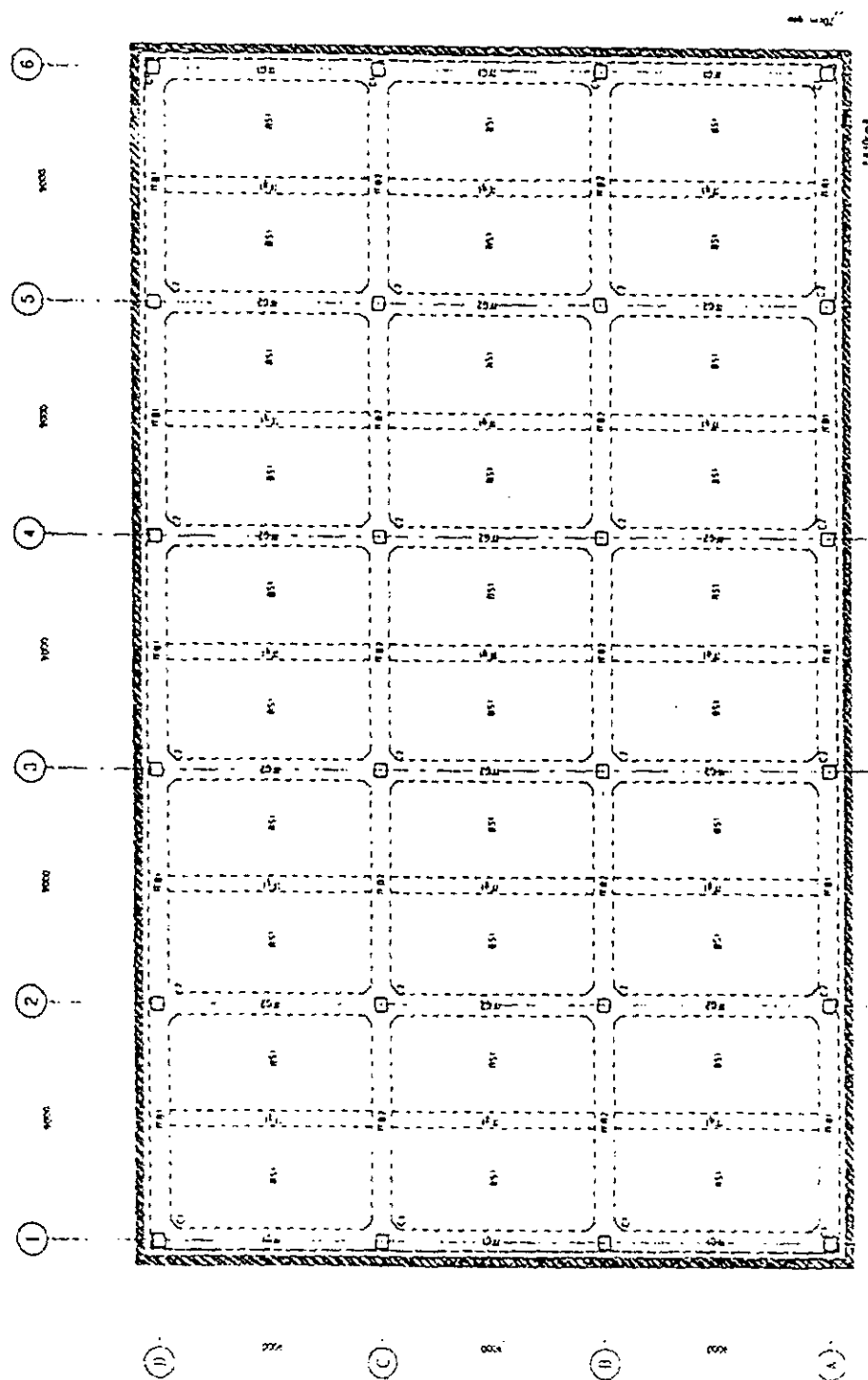
圖 3-1 規則鋼結構—二至六層結構平面圖



查層結構平面圖 1:1/100

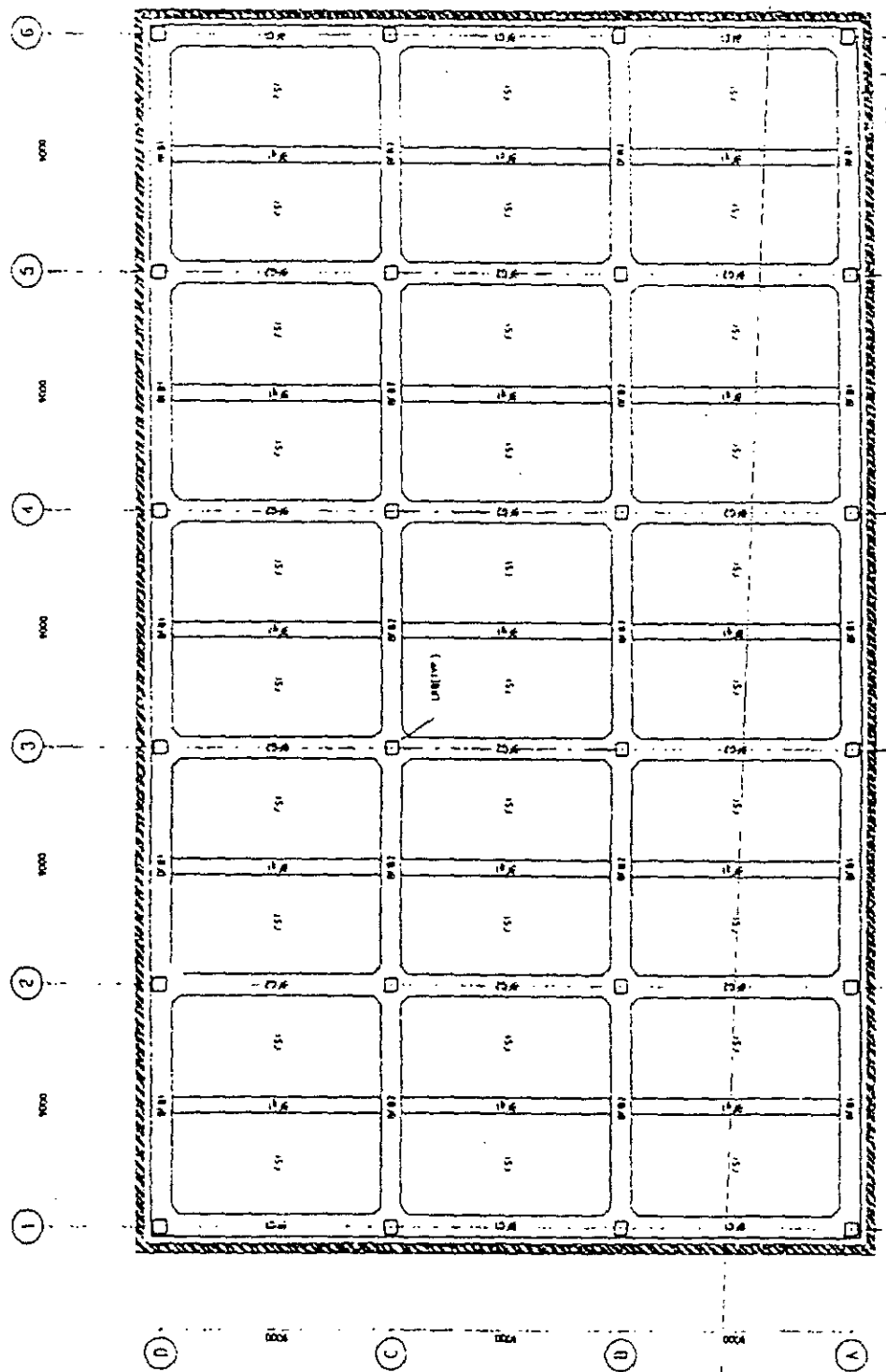
圖 3-2 規則鋼結構——一層結構平面圖





地下室結構平面圖 1:100

圖 3-3 規則鋼結構—地下一層結構平面圖



基礎層結構平面圖 1:1000

圖 3-4 規則鋼結構—筏基層結構平面圖



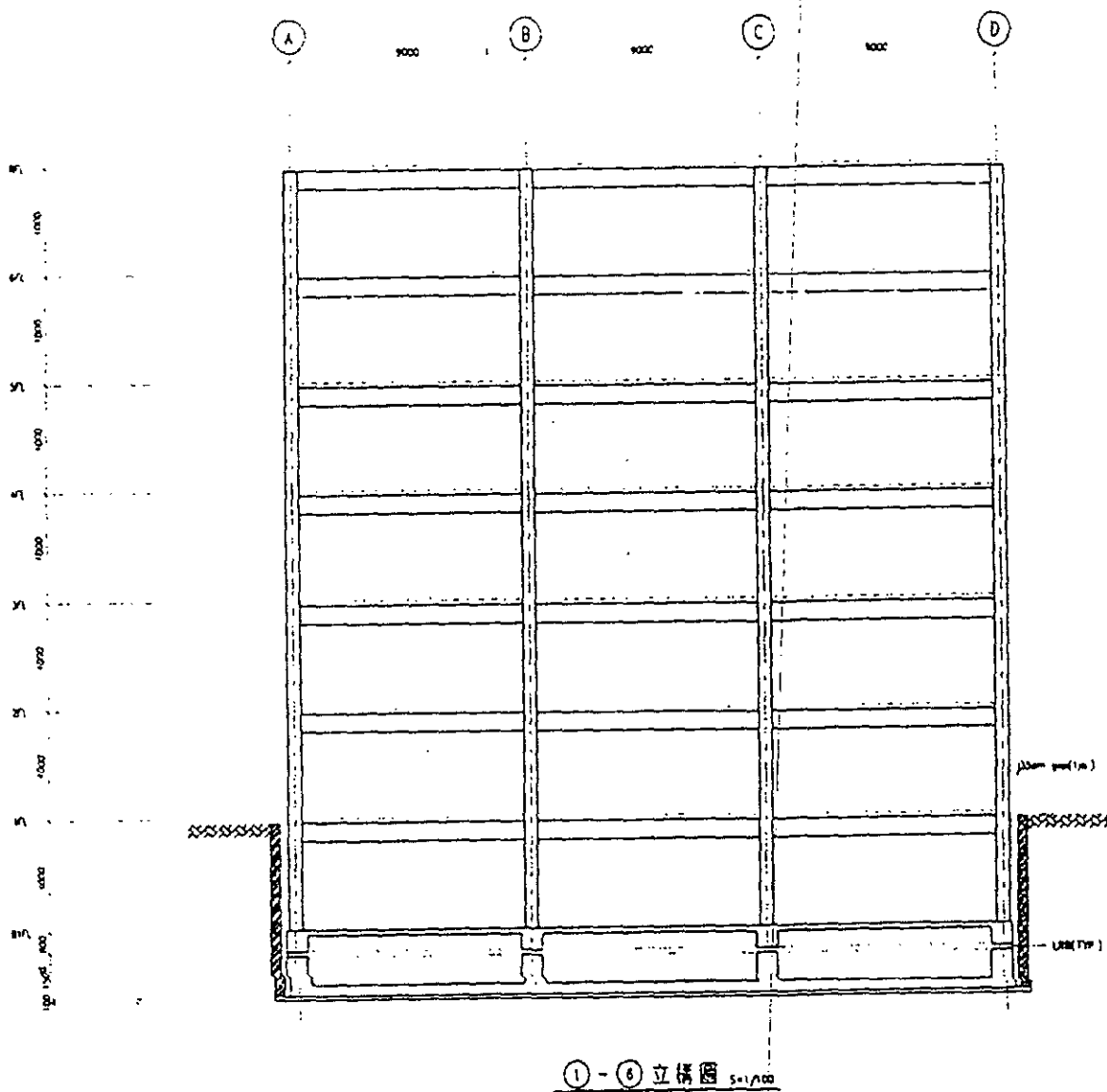


圖 3-6 規則鋼結構立面圖 b

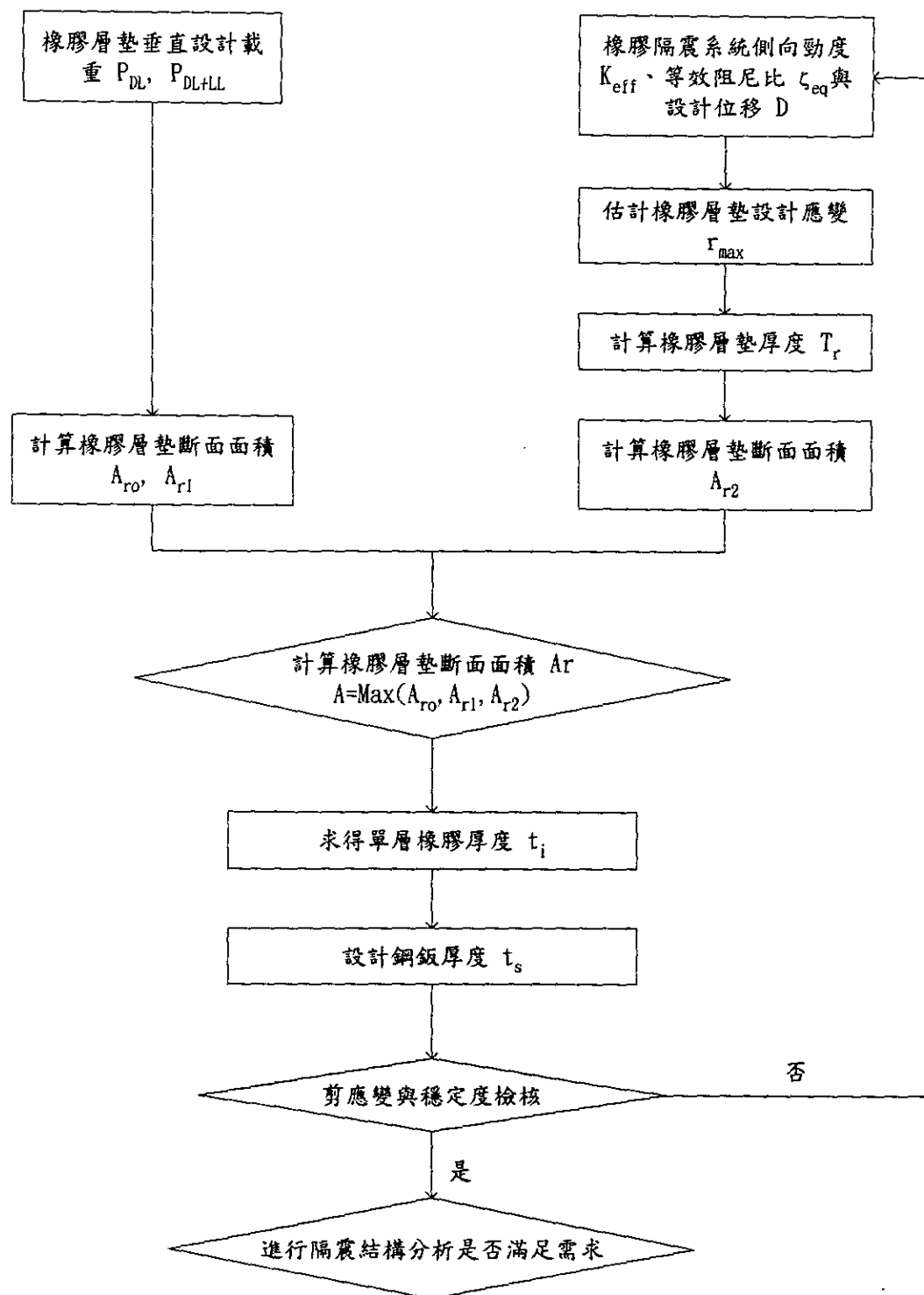


圖 4-1 橡膠支承墊設計流程

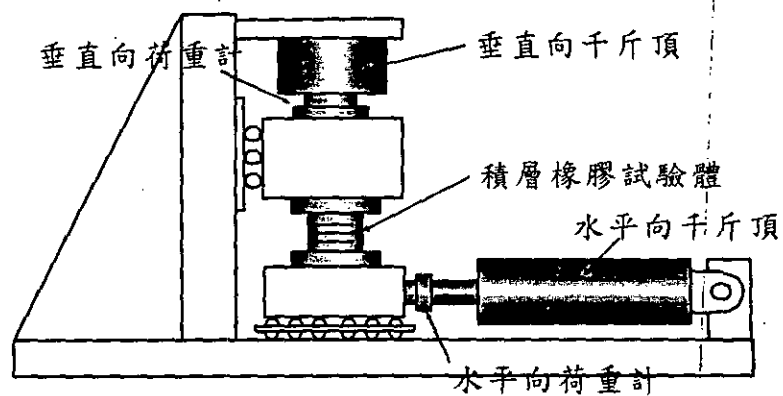


圖 5-1 壓縮抗剪試驗裝置例

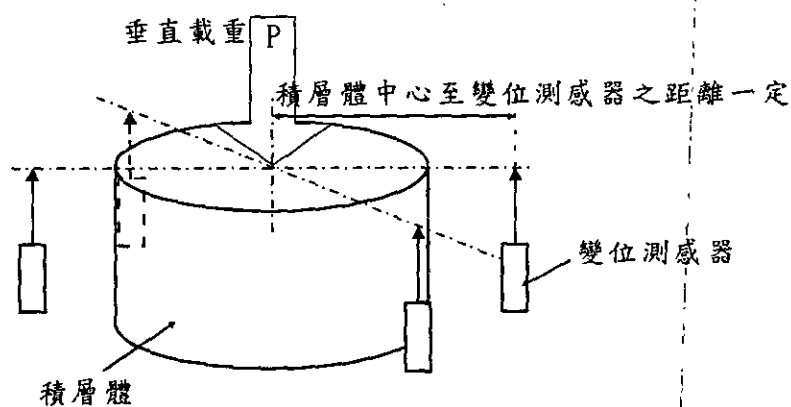


圖 5-2 垂直剛性之量測方法

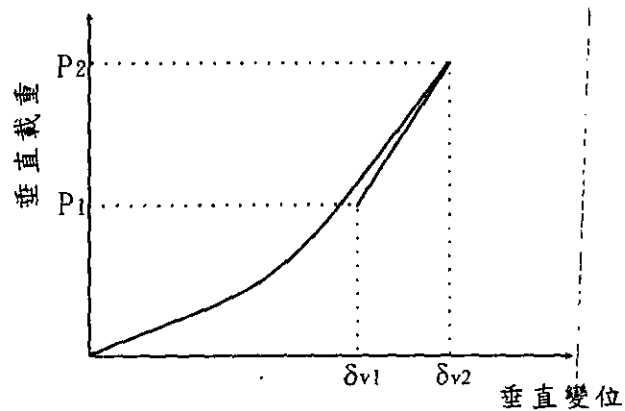


圖 5-3 垂直載重--垂直變位關係圖

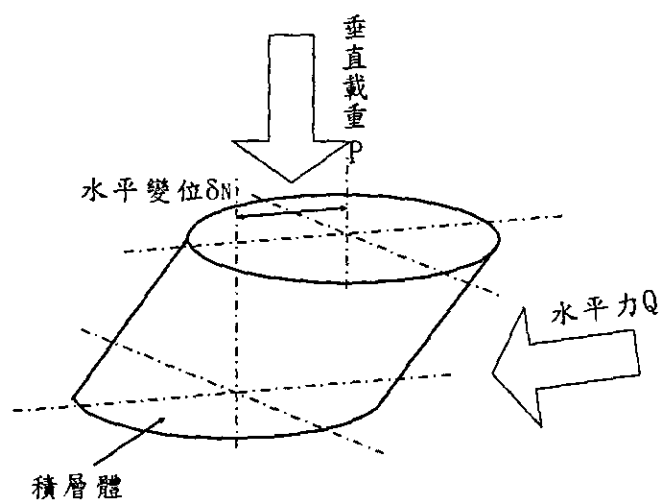


圖 5-4 壓縮剪斷試驗概要

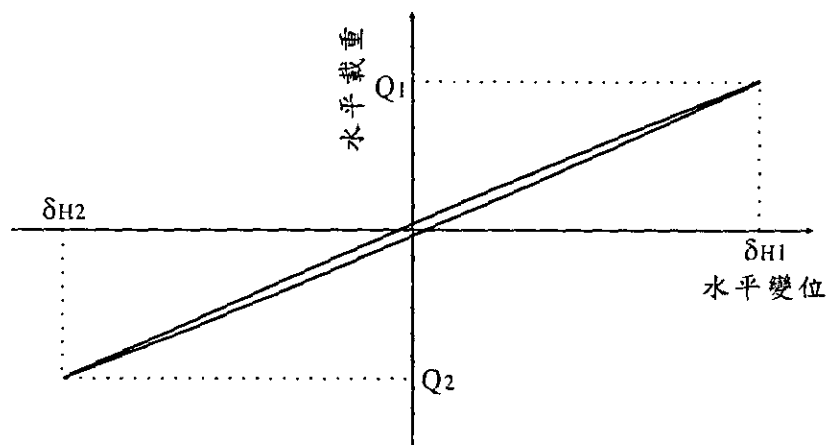


圖 5-5 天然橡膠積層橡膠之水平載重--水平變位關係圖

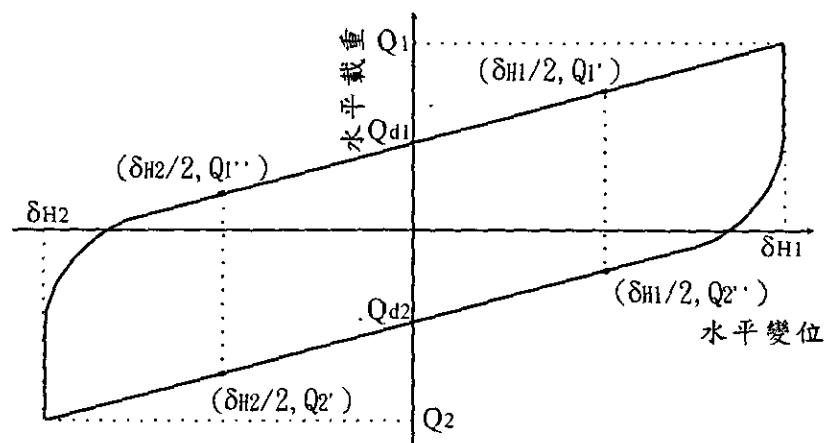


圖 5-6 鉛心積層橡膠之水平載重--水平變位關係圖

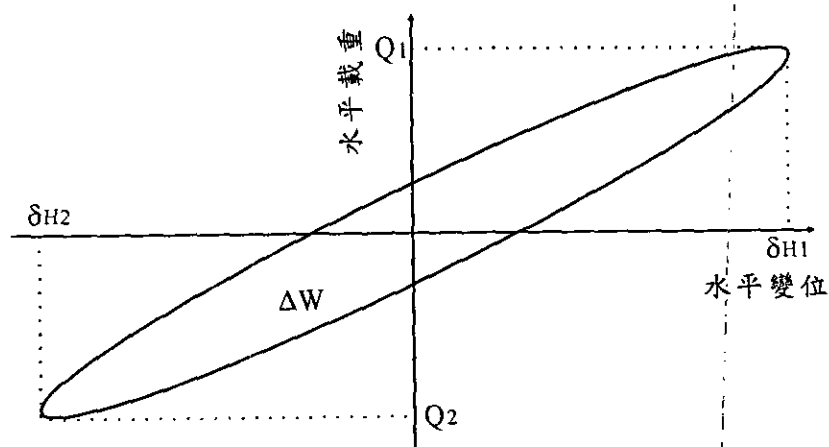


圖 5-7 高阻尼積層橡膠之水平載重--水平變位關係圖

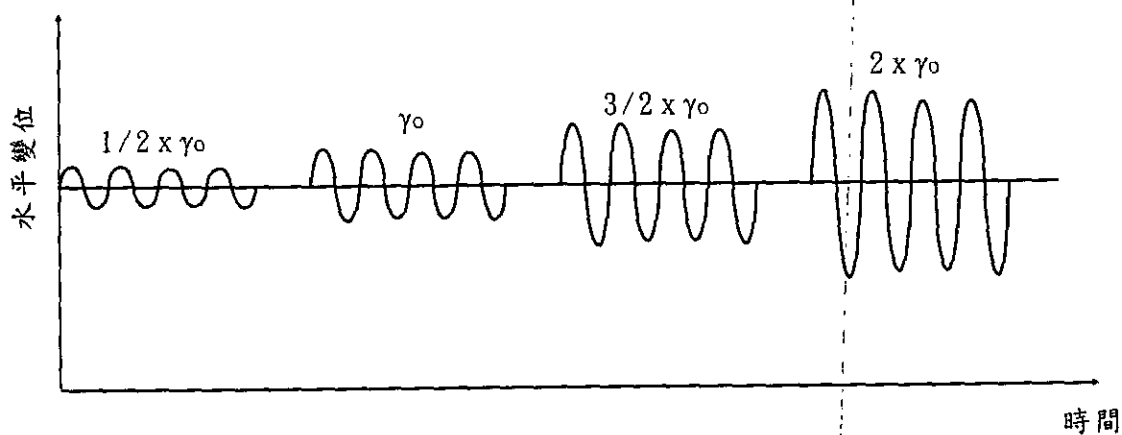


圖 5-8 水平復元力特性之抗剪應變依存性試驗(加力形式例)

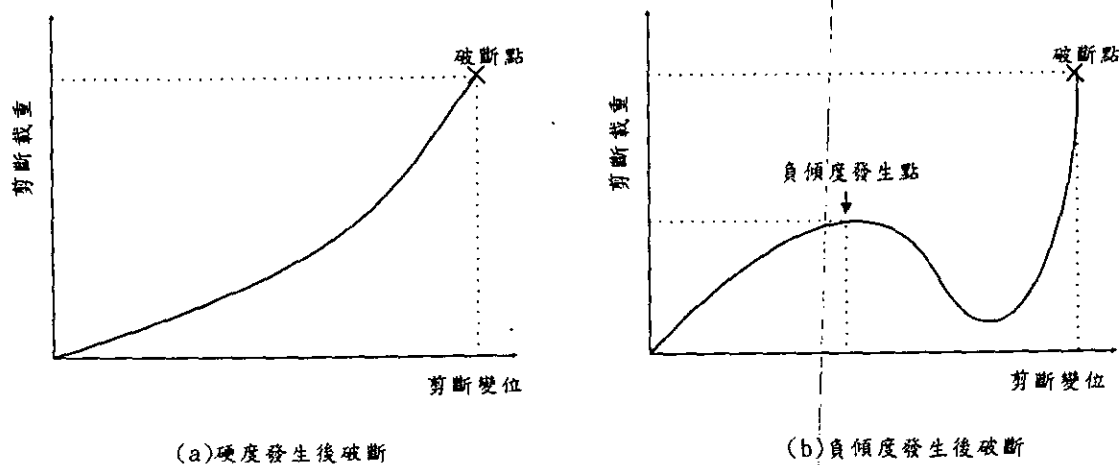
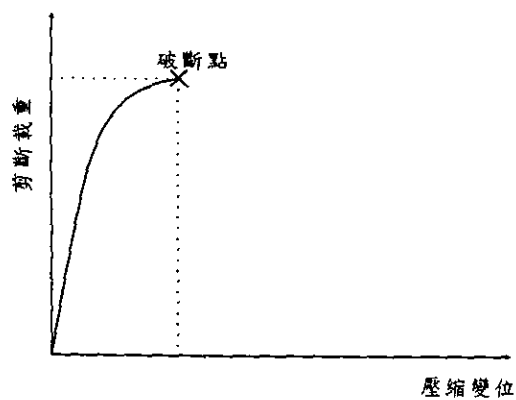
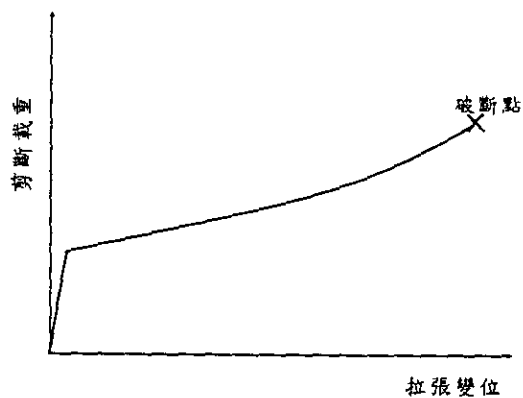


圖 5-9 水平方向極限特性





(a) 壓縮極限特性



(b) 拉張極限特性

圖 5-10 垂直方向極限特性

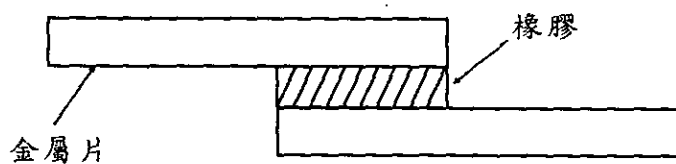


圖 5-11 單塊重疊抗剪型

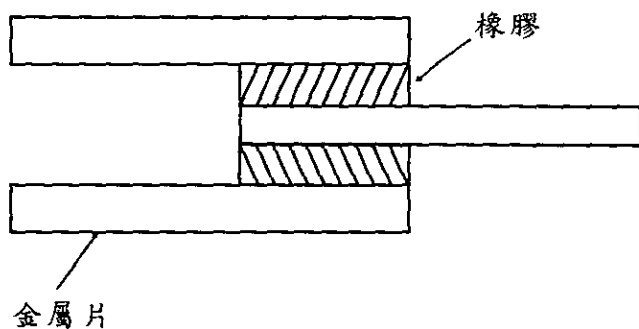


圖 5-12 兩塊重疊抗剪型

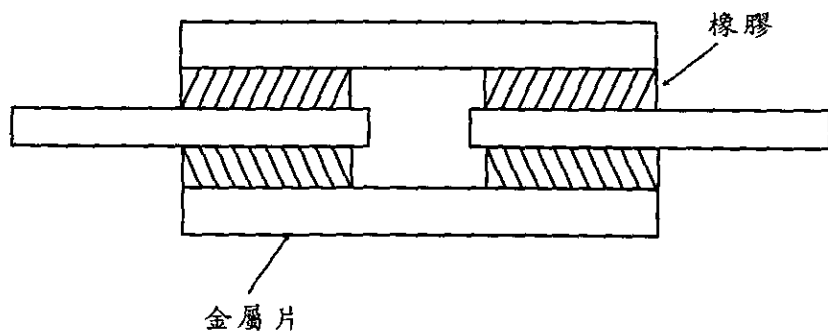


圖 5-13 四塊重疊抗剪型

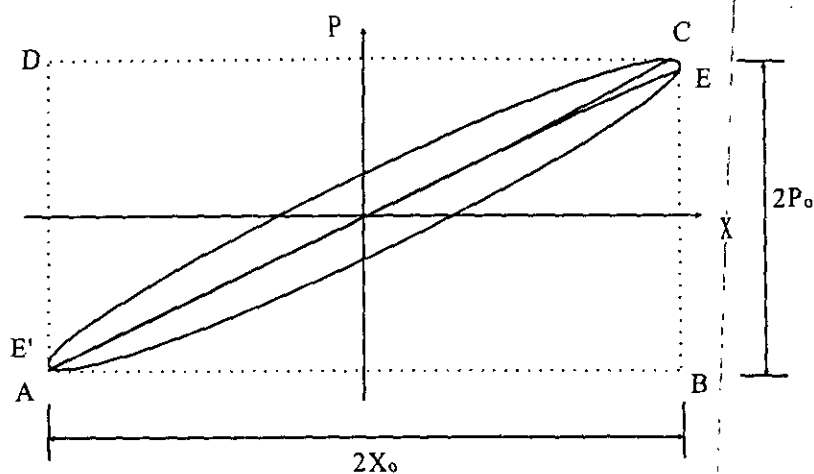


圖 5-14 載重—變位關係

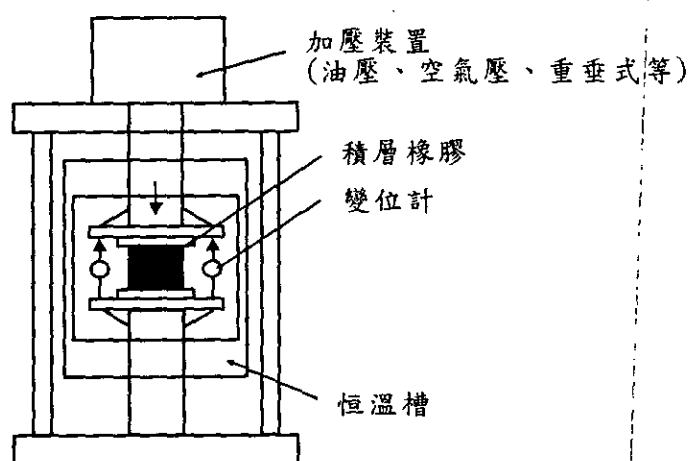


圖 5-15 潛變試驗設施例

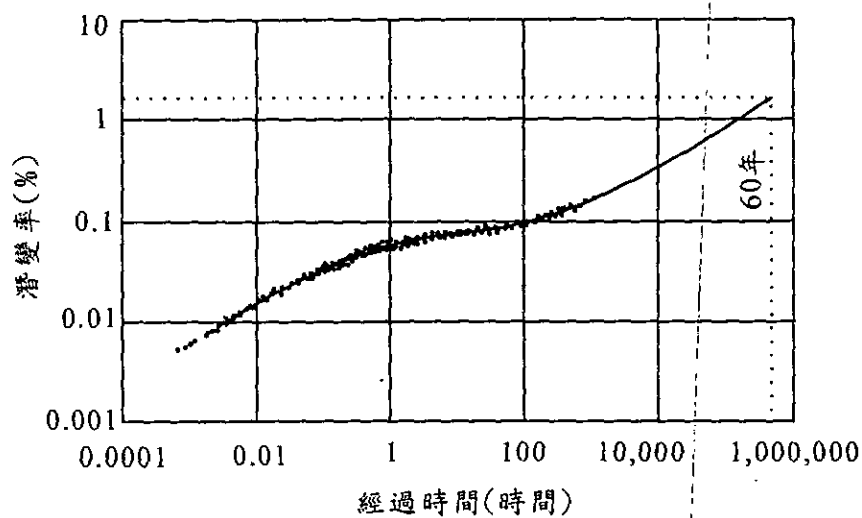
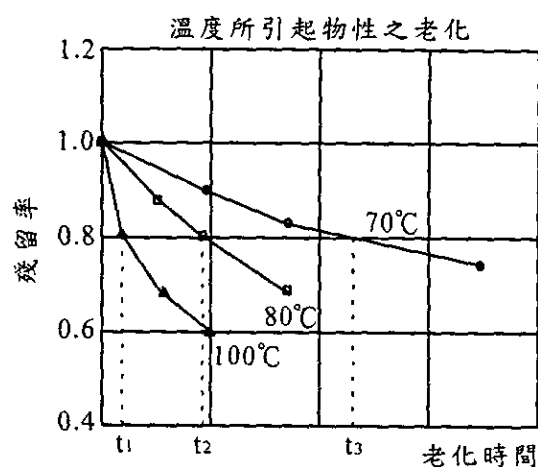
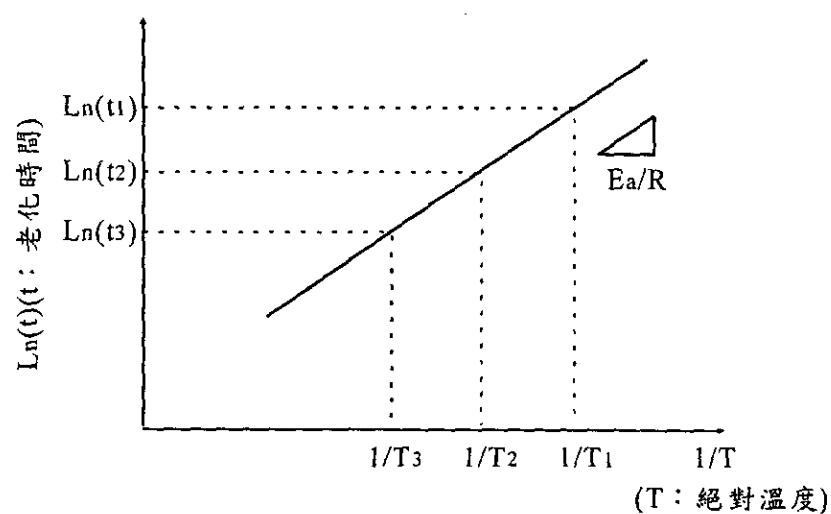


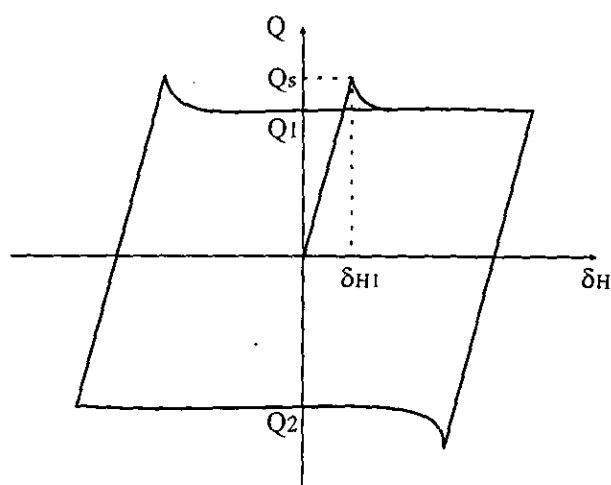
圖 5-16 潛變曲線



圖附 5-1 切斷時伸長量例



圖附 5-2 老化時間與絕對溫度關係圖



圖附 5-3 彈性滑動支承於水平方向之載重--變位特性

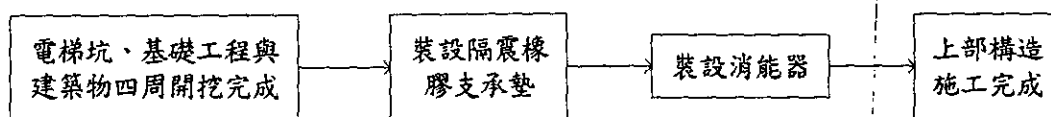


圖 6-1 隔震設施先裝方式之施工流程

隔震支承墊裝卸用螺栓

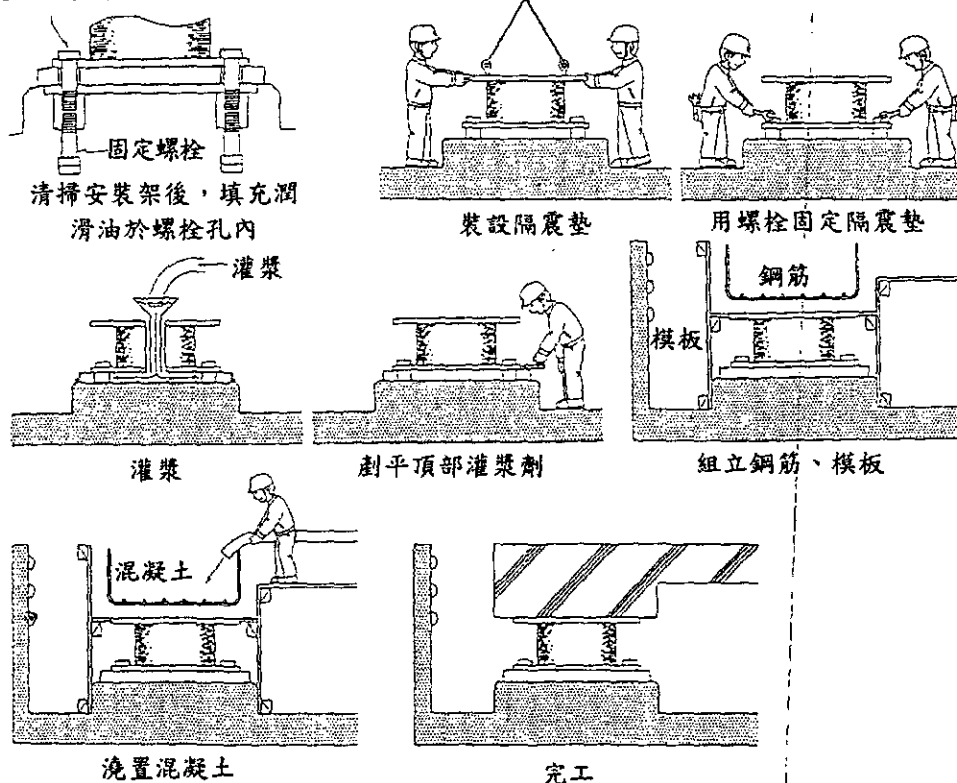


圖 6-2 隔震支承墊施工步驟

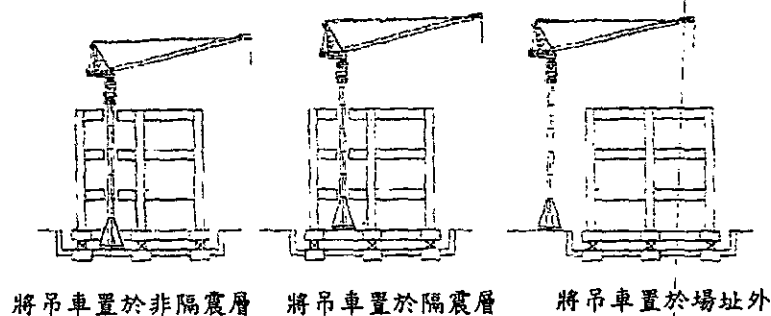


圖 6-3 自立式吊車設置方法

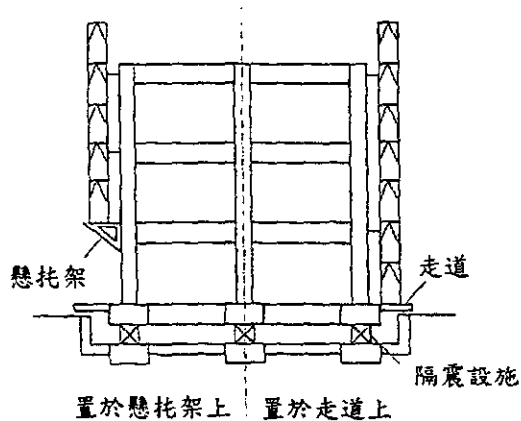


圖 6-4 外部鷹架設置方法

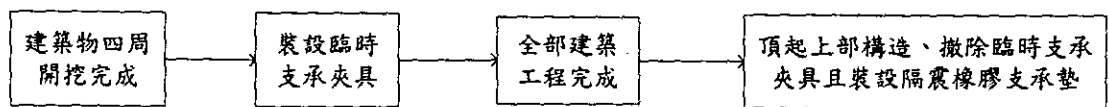


圖 6-5 隔震設施後裝方式之施工流程

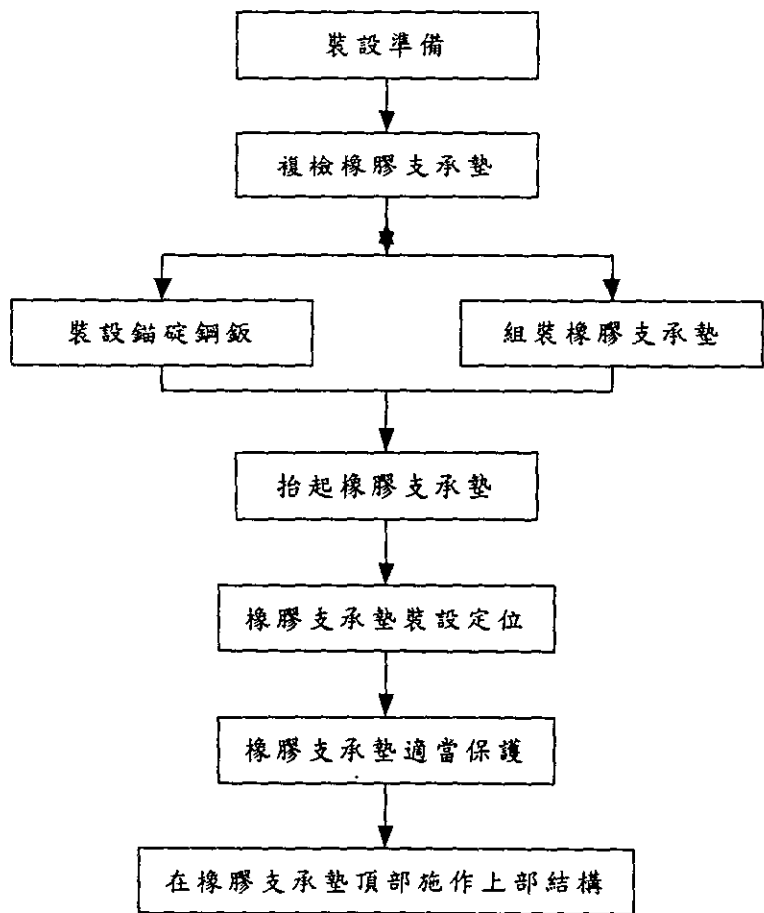


圖 6-6 橡膠支承墊裝設流程

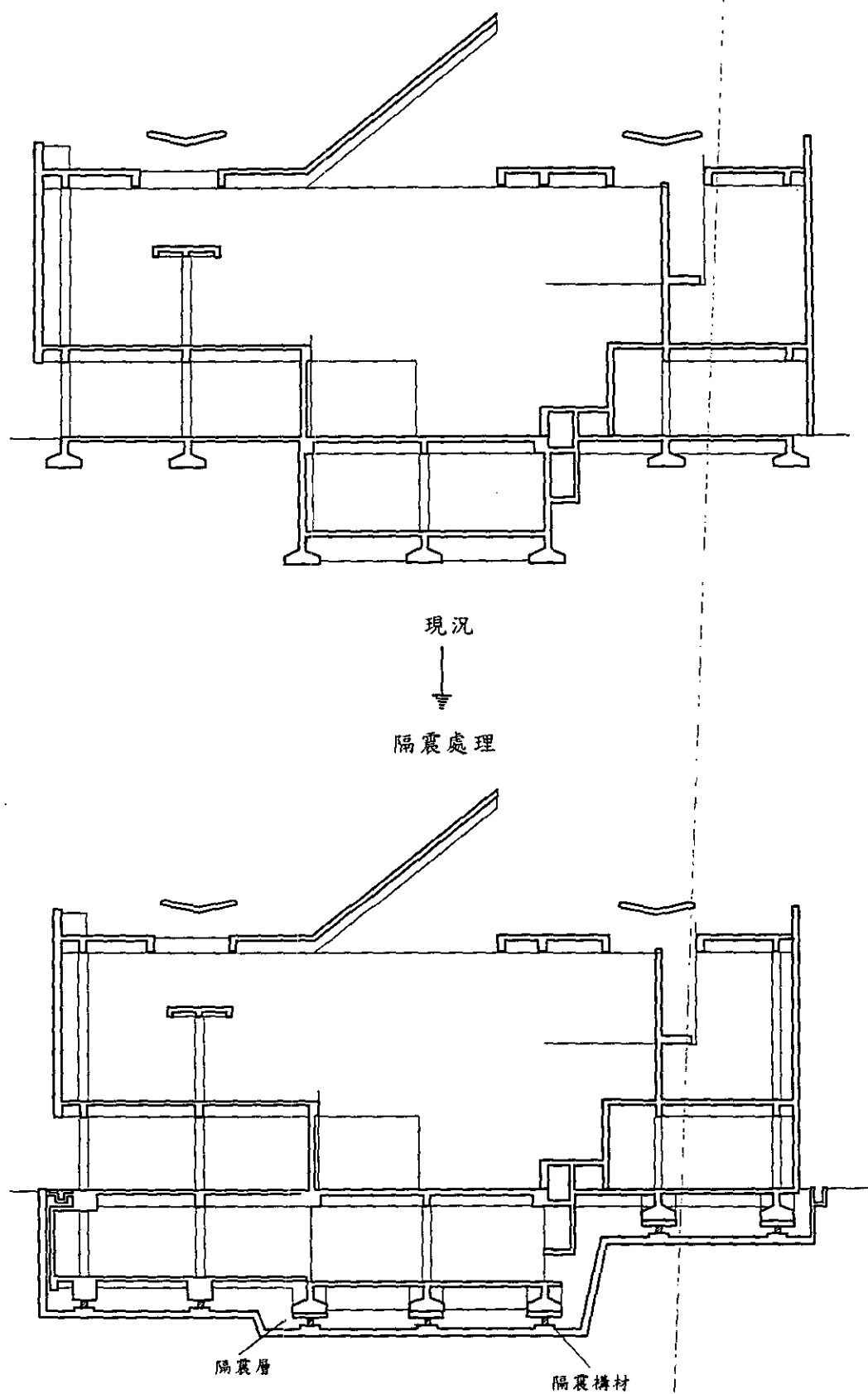


圖 6-7 隔震設施之臨時應變設計與施工計劃例

撤除樓版



開挖工作



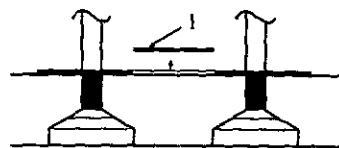
以鋼管樁  
臨時支承



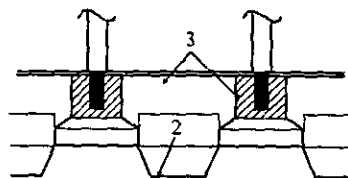
隔震設施  
裝設



完成

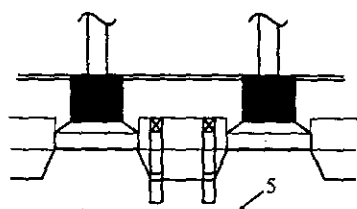


1、既有樓版撤除



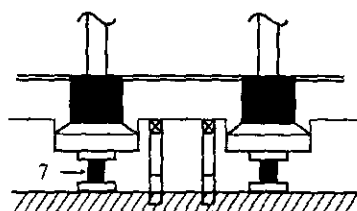
2、基礎周邊開挖

3、既有基礎梁補強



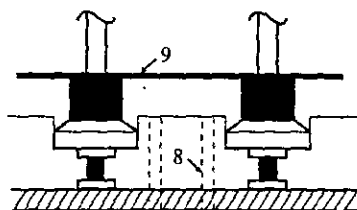
4、壓入鋼管樁臨時支承建物

5、在開挖基礎下部



6、打設墊底混凝土

7、裝設隔震設施



8、切斷及拔除鋼管樁

9、新建樓版

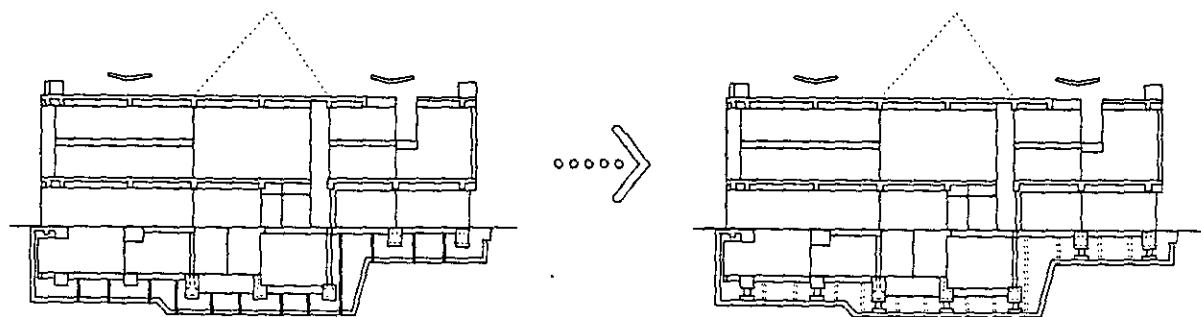


圖 6-8 隔震工程主要流程

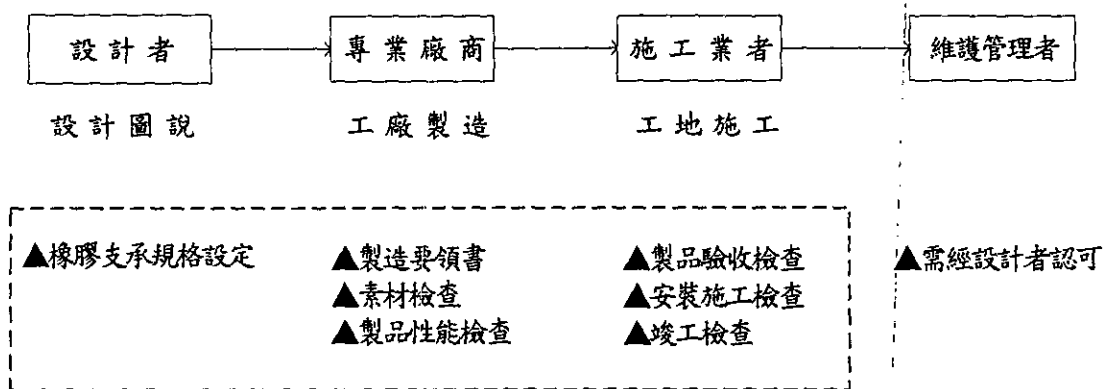


圖 6-9 隔震設施之品管要點流程圖



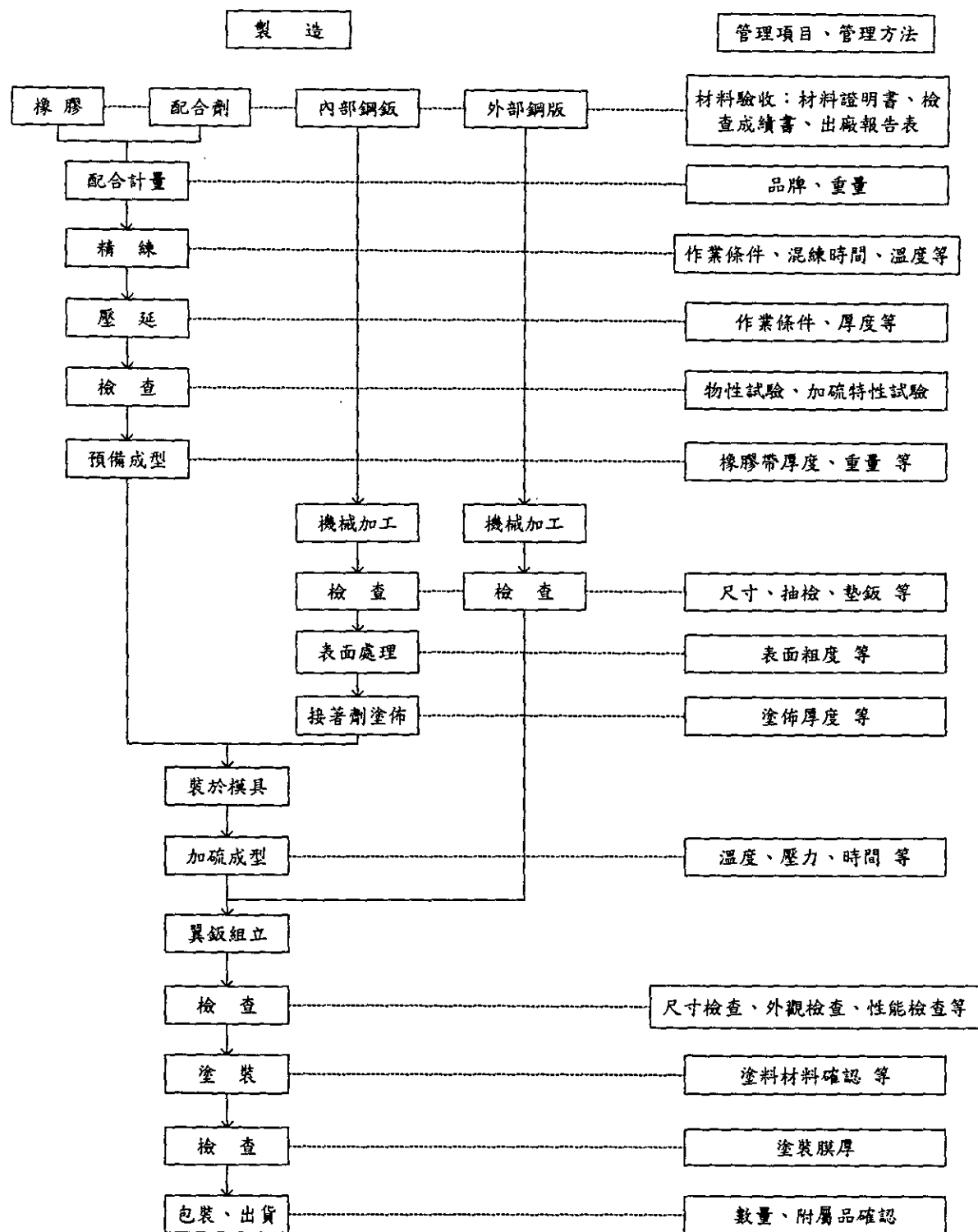
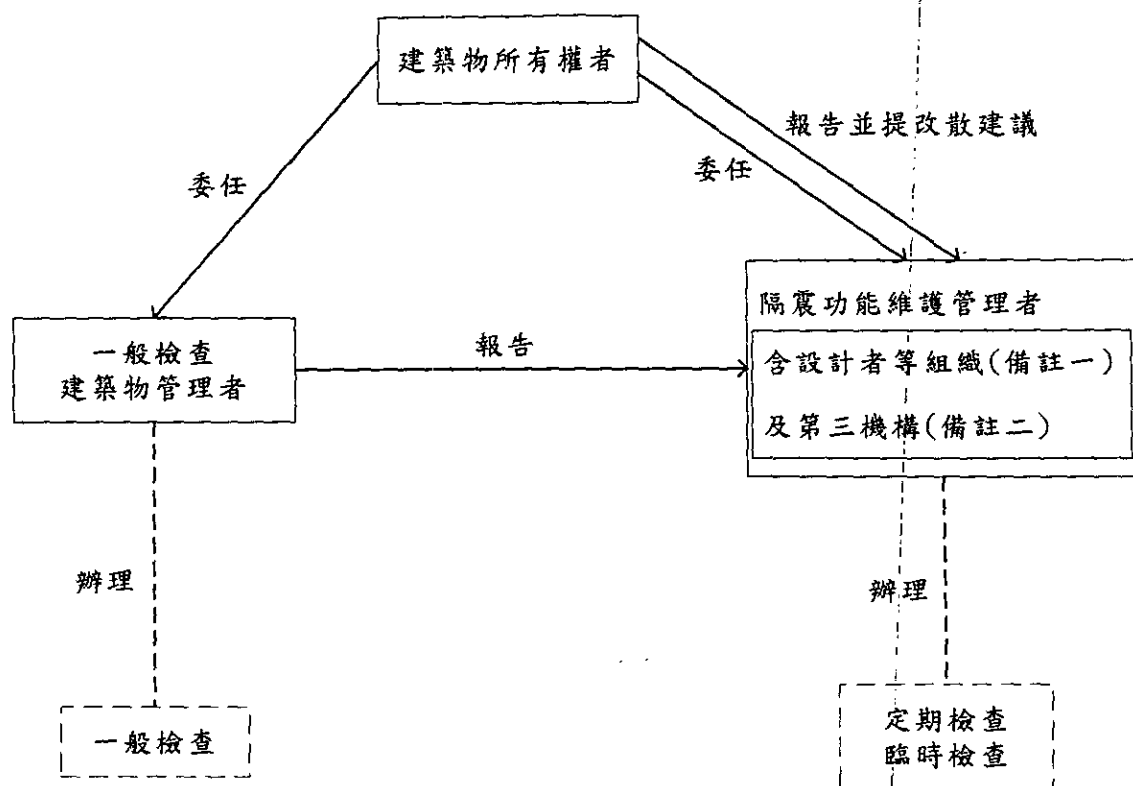


圖 6-10 品管作業流程



備註一：由設計者、施工者及廠商等組織  
備註二：各建築師及技師工會或學術單位

圖 6-11 維護管理體制

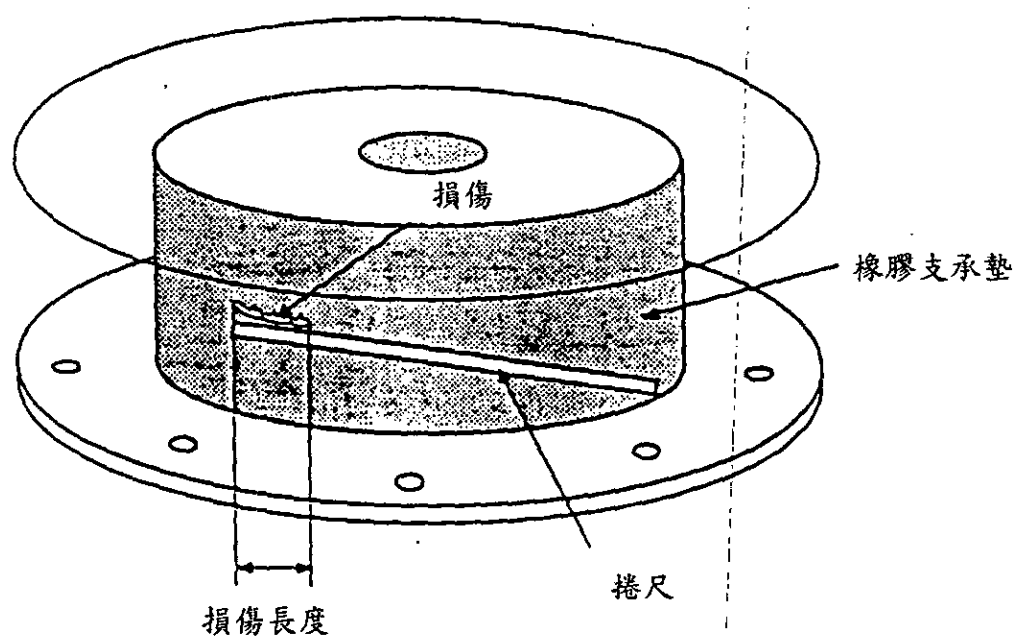


圖 6-12 以捲尺量測積層橡膠之損傷

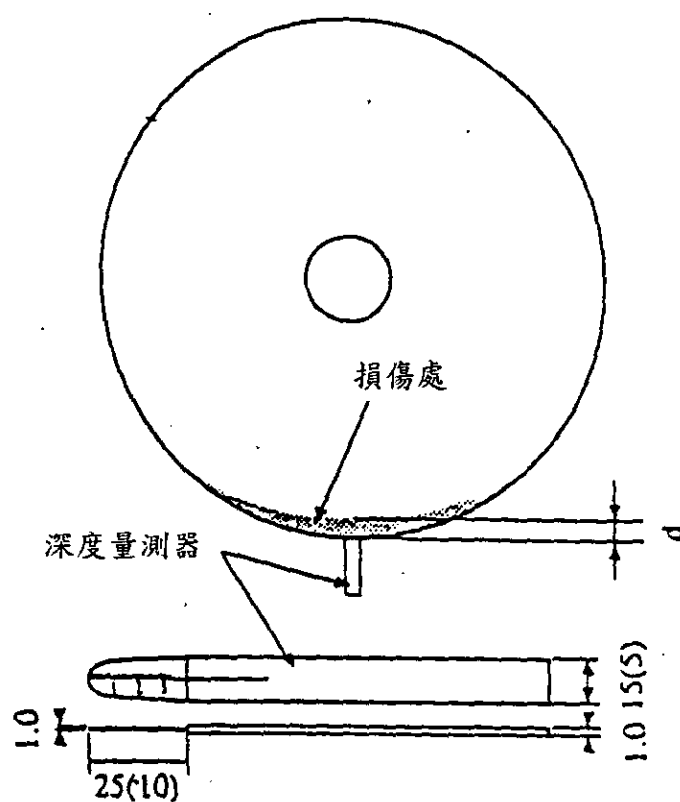


圖 6-13 以深度量測器量測橡膠支承墊之損傷

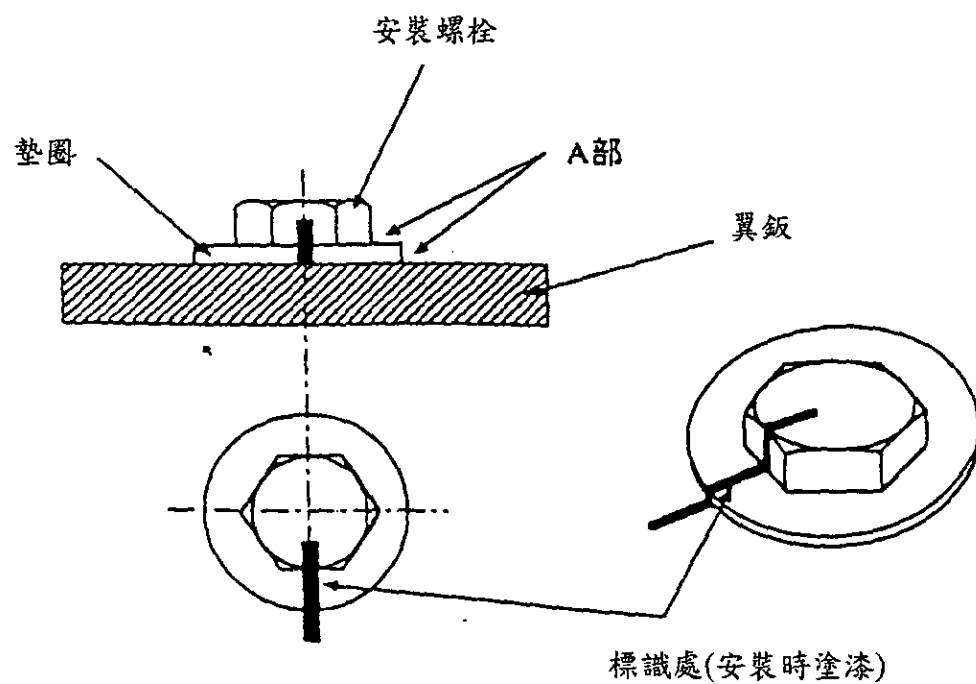


圖 6-14 螺栓、螺帽鬆弛量測

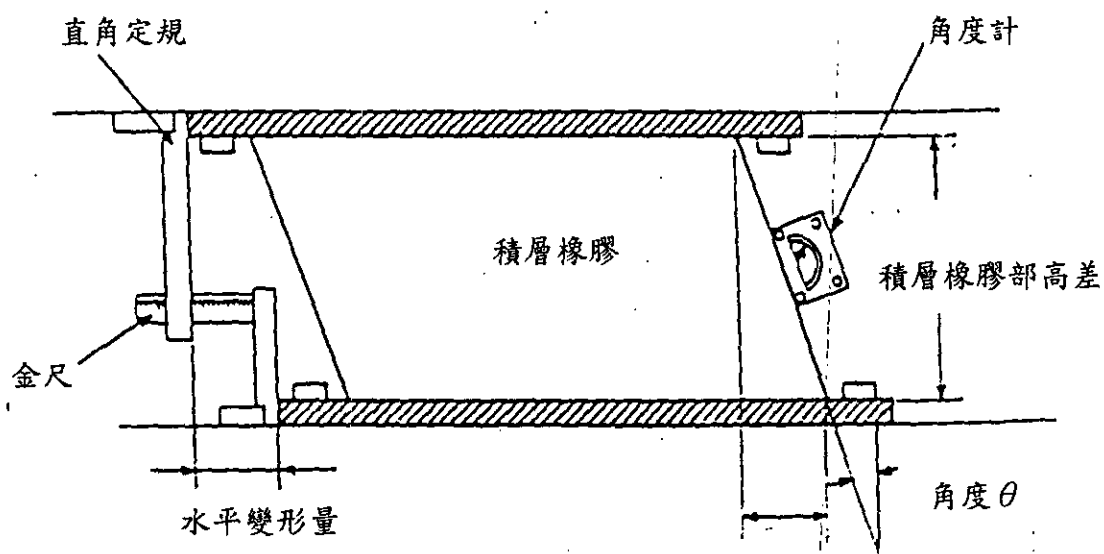


圖 6-15 橡膠支承墊水平變位量測

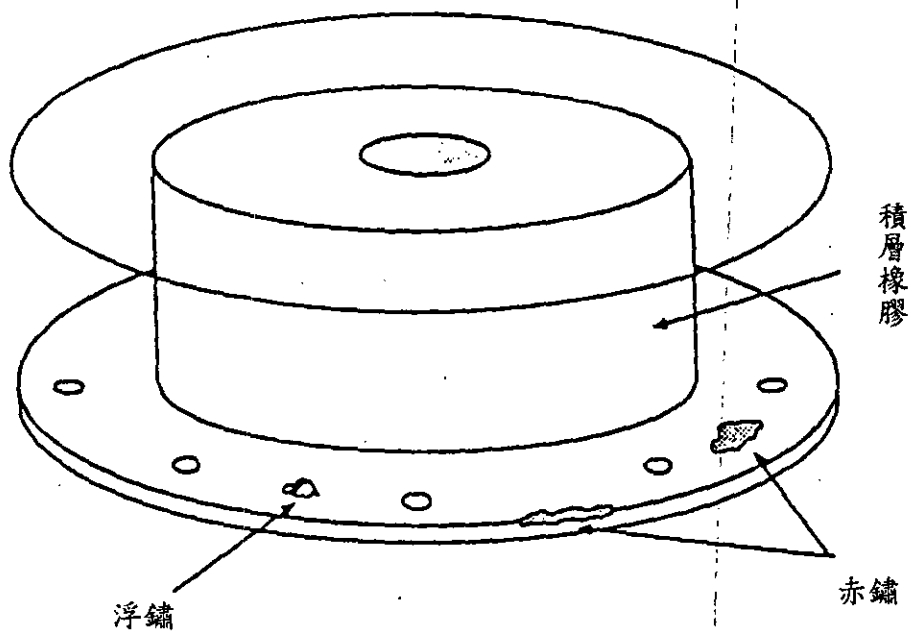


圖 6-16 鋼材之腐蝕

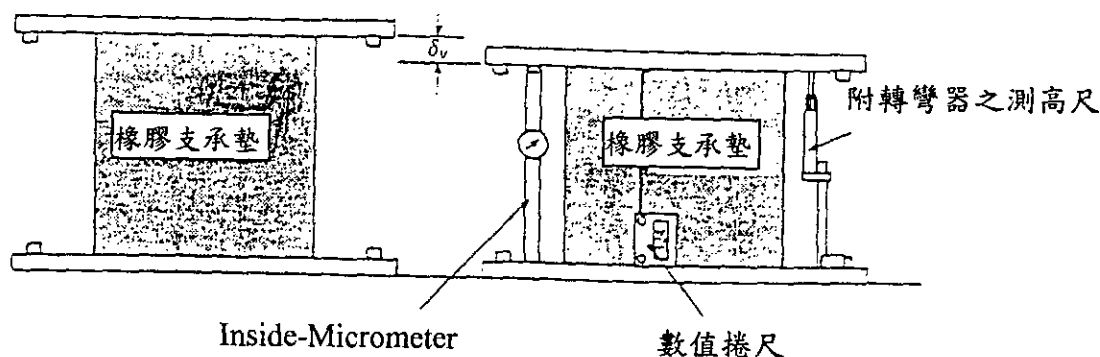
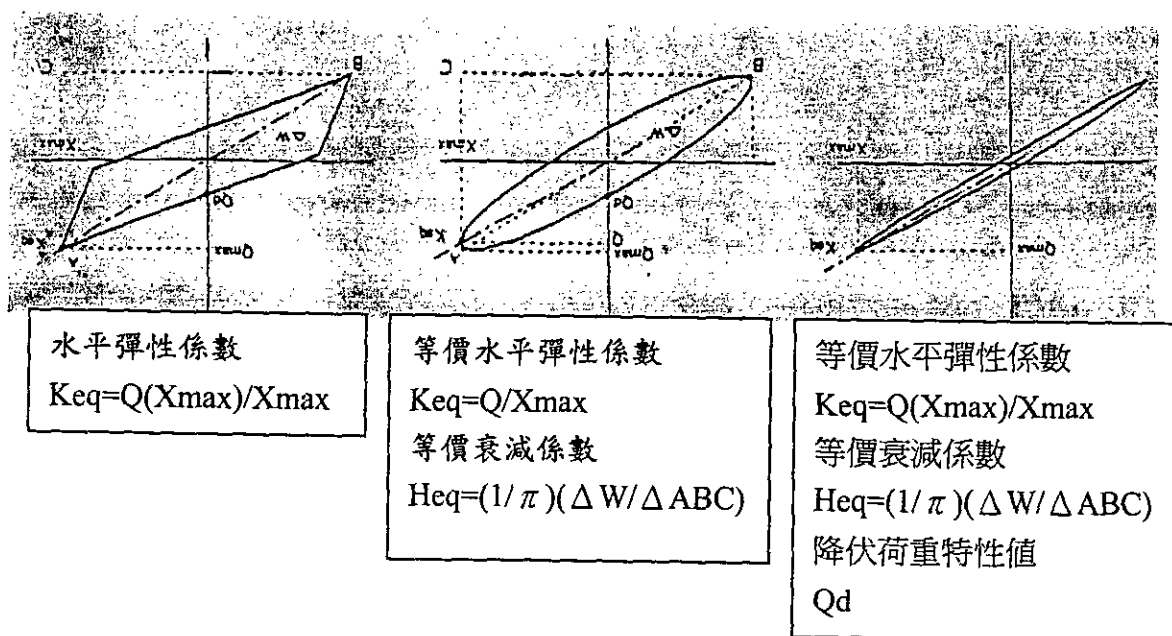


圖 6-17 積層橡膠垂直變位量測



天然橡膠支承墊

高阻尼橡膠支承墊

鉛心橡膠支承墊

圖 6-18 各種橡膠支承墊之等價水平彈性係數及阻尼係數

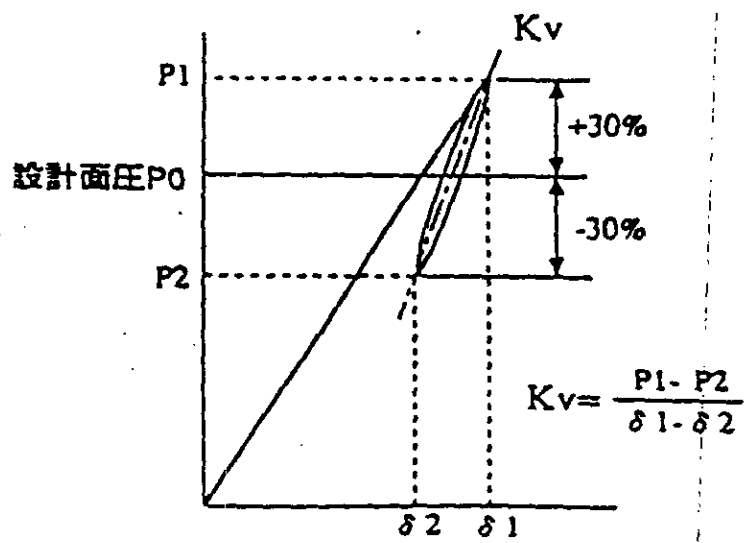


圖 6-19 垂直彈性係數與設計關係

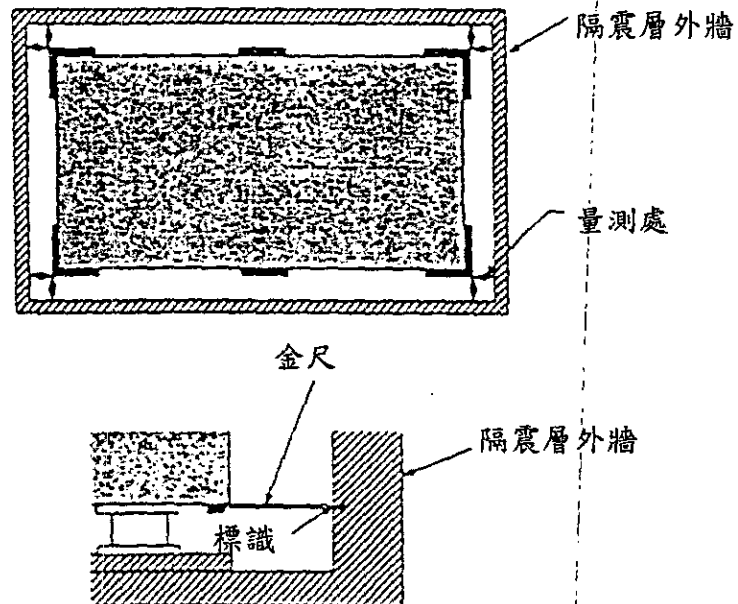


圖 6-20 隔震層外牆及伸縮縫之淨空量測

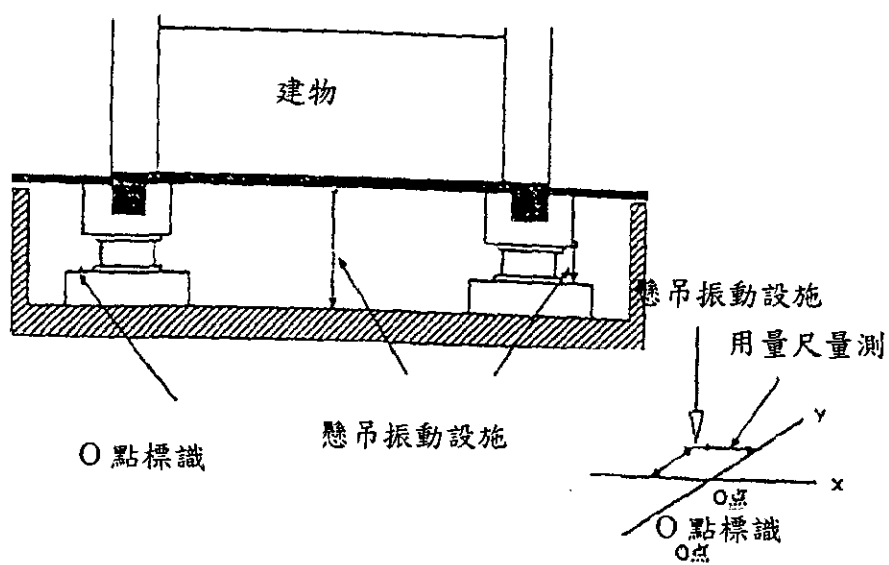


圖 6-21 建物位置量測

# 附 錄

## 隔震元素之輸入方式說明

\$---- CSI ETABS 6.0 -----

\$--- 1.Main Control Data -----

ETABS 6.0

FILE NEAME : RC-dynamic spectrum analysis-isolated building

6FL(B1F) RC BUILDING ANALYSIS

\$NST	NMD	NDF	NTF	NMAS	NLD	NPER	NMAT	NCP	NBP	NFP	NBRP	NPP	NSP	ILAT	IDYN	IST	IPD	IRGD	ISLF
IUNIT																			

10	1	1	1	0	5	18	1	6	5	0	0	1	1	0	2	0	0	0	1	0
----	---	---	---	---	---	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

9.80

\$--- 2. Automatic Mass Properties Calculation Data -----

\$--- 3. Story Data -----

L10	3.0	1	\$PRFL																
1	0		9.25	145.1	22.5	13.5	0	0	0										
L9	3.0	1	\$P2FL																
1	0		13.54	212.3	22.5	13.5	0	0	0										
L8	4.0	1	\$RFL																
1	0		119.56	28453.1	22.5	13.5	0	0	0										
L7	4.0	1	\$6FL																
1	0		140.84	33517.3	22.5	13.5	0	0	0										
L6	4.0	1	\$5FL																
1	0		140.84	33517.3	22.5	13.5	0	0	0										
L5	4.0	1	\$4FL																
1	0		140.84	33517.3	22.5	13.5	0	0	0										
L4	4.0	1	\$3FL																
1	0		140.84	33517.3	22.5	13.5	0	0	0										
L3	4.5	1	\$2FL																
1	0		140.84	33517.3	22.5	13.5	0	0	0										
L2	4.5	1	\$1FL																
1	0		143.44	34136.5	22.5	13.5	0	0	0										
L1	0.1	1	\$B1FL																
1	0		138.33	32919.9	22.5	13.5	0	0	0										

\$--- 4. Material Property Data -----

1	C	2.51E6	0.17	2.4	0.0	0
---	---	--------	------	-----	-----	---

\$--- 5i. Column Properties -----

1	AUTO	1	-0.600	0.600
2	AUTO	1	-0.700	0.700
3	AUTO	1	-0.700	0.700
4	AUTO	1	-0.700	0.700
5	AUTO	1	-0.700	0.700
-6	AUTO	1	0.700	0.700
\$-3	AUTO	1	0.700	0.700
\$-4	AUTO	1	-0.700	0.700
\$-5	AUTO	1	-0.700	-0.700

\$--- 5ii. Beam Properties -----

1	AUTO	1	0.70	.0000	.40
2	AUTO	1	0.75	.0000	.45
3	AUTO	1	1.50	.0000	.90
4	AUTO	1	0.75	.0000	.45
5	AUTO	1	1.50	.0000	1.2
\$-4	AUTO	1	0.75	.0000	.45
\$-5	AUTO	1	1.50	.0000	1.2

\$--- 5iii. Floor Properties -----

\$--- 5iv. Brace Properties -----

\$--- 5v. Panel Properties -----



1 MEMB 1 0.20 0.20 0.20 0.0 0.0 0.0 0.0

\$--- 5vi.Spring / Link Properties -----

1 isolator1 254.079 254.667 0.1415 0.1422

3.00E4 631.00 631.00 20.823 20.823 0.3 0.3

\$--- 6i.Frame Control Data -----

SPACE FRAME

\$NFID NC NB NF NJLP NBLP NFLP IJ MBR MPAN MLNK MCONL

1 24 38 0 0 8 0 24 0 0

\$--- 6ii.Column Line Coordinates and Orientation -----

1 0.0 0

2 9.0 0

3 18.0 0

4 27.0 0

5 36.0 0

6 45.0 0

7 0.0 9.0

8 9.0 9.0

9 18.0 9.0

10 27.0 9.0

11 36.0 9.0

12 45.0 9.0

13 0.0 18.0

14 9.0 18.0

15 18.0 18.0

16 27.0 18.0

17 36.0 18.0

18 45.0 18.0

19 0.0 27.0

20 9.0 27.0

21 18.0 27.0

22 27.0 27.0

23 36.0 27.0

24 45.0 27.0

\$ ADDITIONAL COL LINE FOR ISOLATION & PANEL

\$--- 6iii.Beam Bay Connectivity -----

1 1 2 0

2 2 3 0

3 3 4 0

4 4 5 0

5 5 6 0

6 6 7 0

7 7 8 0

8 8 9 0

9 9 10 0

10 10 11 0

11 11 12 0

12 12 13 0

13 13 14 0

14 14 15 0

15 15 16 0

16 16 17 0

17 17 18 0

18 18 19 0

19 19 20 0

20 20 21 0

21 21 22 0

有關隔震元素之輸入方式簡述如下：

## 1. 更改主控制資料行之不同彈簧及連桿斷面性質總數

如下所示：

```
$NST NMD NDF NTF NMF NLD NPER NPM NCP NBP NFP NBRP NPP NSP ILAT
IDYN IST IPD IRGD ISLF IUNIT
10 1 1 1 0 5 18 1 6 5 0 0 1 1 0 2 0 0
0 1 0
```

(NSP=1 即一種彈簧性質)

## 2. 於彈簧性質資料行輸入彈簧相關性質

如下所示：

```
$--- 5vi.Spring / Link Properties -----
1 isolater1 254.079 254.667 0.1415 0.1422
3.00E4 631.00 631.00 20.823 20.823 0.3 0.3
```

上述資料中

1 為彈簧性質識別編號

isolater1 為雙軸履歷彈簧

254.079 為 X 軸之有效勁度

254.667 為 Y 軸之有效勁度

0.1415 為 X 軸有效彈簧阻尼比

0.1422 為 Y 軸有效彈簧阻尼比

3.00E4 為 Z 軸之彈簧勁度( $k_z=30,000\text{t/m}$ )

631 為 X 軸之初始彈簧勁度

631 為 Y 軸之初始彈簧勁度

20.823 為 X 軸之降伏強度

20.823 為 Y 軸之降伏強度

0.3 為 X 軸降伏後之勁度比( $k_d/k_u$ )

0.3 為 Y 軸降伏後之勁度比( $k_d/k_u$ )

◆ 有關九十年年度建築研究計劃聯合研討會評核意見處理如下：

評核意見	處理情形
陳技師正平	
1. 支承墊水平位移對下部結構(柱墩及基礎)所產生之額外應力建議加以考慮。	已於第一章第四節中增加(五)應注意事項，並將此點建議加述於內。
2. 支承墊更換時支頂位置對上部結構及下部結構產生之應力及施工空間計畫建議加入報告中。	同上。
洪技師思閔	
1. 圖、表建議置放在靠近文中所提之處，另加與未加隔震系統之位移或應力比較，建議以圖示為之。	為方便排版及修正，本研究仍建議將圖表放置於文後為宜，另本研究主要以設計範例說明如何從事隔震建築結構之設計，位移與應力比較並非本研究重點，故本研究未加贅述，但設計地震力之比較則已列於報告內。
2. 上部結構為鋼或 RC 之原有阻尼值為何，請註明；鋼或 RC 上部結構之隔震高架地板屬於何種系統？請說明。	鋼及 RC 上部結構之阻尼值分別採 2% 及 5%，而隔震高架地板不在本研究範圍內。
3. p5 隔震結構週期大於 30 秒請改為 3 秒；p61、p80 中建物耐震規範 1988.5.1 請改為民國紀元年，並請查明是否為(民 88.12、民 89.1)；p85 樓板振動週期建議將其算出(因為已有厚度)。	遵照修正。
4. 未研究之隔震裝置請先用說明或解說其考慮原則(如 slide, friction)。	已於第四章第三節內說明。
5. 所用 ETABS 或 SAP2000 之隔震元素之 Input 說明及較詳細之圖示，建議放入。	已於附錄內增加說明。
6. JIS 之相關標準之說明，檢驗重點及注意事項建議列出；FEMA 273, 274 之檢測品管建議適度放入。	本研究案之研究重點在於研訂設計手冊，故 JIS 相關標準僅做重點式敘述，供設計者參考。至於相關標準之說明及其他細節可於後續研訂施工手冊時處理，至於 FEMA 之相關資料已加述於第五章第四節內。

7.非線性歷時分析等分析法建議將步驟列出並說明；水電配合之部份及解法建議列出。	本設計手冊著重於一般情況下之隔震設計，非線性歷時分析主要應用於特殊情況，故未列入本報告內。如欲深入瞭解其步驟，可參考 Skinner 所著之 An Introduction to Seismic Isolation 或 FEMA 273 中對 pushover 的解說。水電配合部份之建議，已列述於第一章第四節內。
8.紐西蘭 Dr.Robinson 之研究建議納入。	已列入第一章第八節內。
蔡教授益超	
1.本研究內容大致符合預期成果。	——
2.本隔減震設計手冊內容尚詳實且實用，對推動各方面之設計應有助益。	——
3.UBC97 要考慮 475 年與 950 年回歸期地震，其要求有何不同，請補充。	UBC97 規範規定，以 475 年回歸期地震推算隔震結構之設計位移；以 950 年回歸期地震推算隔震結構之最大位移。
4.上部結構如層數較多，以剛體來算地震力是否不準，又 UBC 容許上構降伏，能否達設計變位 D，請詳加註明。	對於隔震建築結構之上部結構若考慮為剛體，則可得較大地震力。一般為分析方便，常保守地假設上部結構為剛體。惟若欲做更經濟設計，則可考慮上部結構為非剛體或上構可達降伏，但此種考慮為特殊考慮，不在本期研究範圍內。
邱顧問昌平	
1.本設計手冊涵蓋隔震結構(含設施)之基本設計及相關規範，並以二棟(二樓)建築分別以 RC 造、鋼構造做了數種設計範例比較，另外對於系統之施工、品管、維護管理等訂出要點。整體而言，內容相當充實。	——
2.第二章 RC 造地上 6 層只一例，而第三章鋼構造有 6 層一例及 2 層一例，故宜標出例一、例二。	遵照修正。
3.p163 上部結構與下部基礎做臨時束制有必要時，其細部設計(含施工方法)須事先設計(不得在施工	已加述於第一章第四節之(五)應注意事項內。

時才發現無法克服)。	
4.文字修正如下:(1)p3 土壤請改為地層、(2)p76deck請改為 deck、(3)p68 迭帶請改為迭代、(4)p81 $k_{eff}$ 請改為 $K_{eff}$ 、(5)p95 二層樓之平面、立面宜列出、(6) p97 最後一行(4.9)(4.10)前面加上"公式"二字、(7) p177 無附錄二、(8) p188 隔震支承請改為隔震結構、(9) p1 起各章中之一、二、三、四等盡量移到最左側，另第貳、參章中標示出建築物高度如 RC(六層)建築結構之設計範例等。	遵照修正。
葉組長祥海	
1.隔震設計手冊完成後，需再經審查作業修正後再考慮出版。	——
2.希望列出常用隔震器的 Size，以供國內業界參考。	已加於附錄內。
3.非線性歷時分析之模擬地震紀錄如何挑選很重要，希望能建立模擬流程，或標準模式，提供參考。	模擬地震紀錄，對線性或非線性歷時分析均適用。至於工址模擬地震紀錄，需建立詳細的 Data Base 經由 Attenuation Relationship 得出模擬反應譜，再轉換成工址模擬地震紀錄；在加州，指定由二位 Geologists: Dr. Norman Abrahamson 和 Dr. Paul Somerville 負責提供。

本手冊之研訂，由於時間匆促內容繁多，謬誤之處在所難免，希望閱者若有發現錯誤之處請通知本研究案之計劃主持人修正。

建築結構隔震設計手冊之研訂

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 27362389

地址：台北市敦化南路二段 333 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

出版年月：九十年十二月

版（刷）次：

工本費：

GPN：1009005758

ISBN：